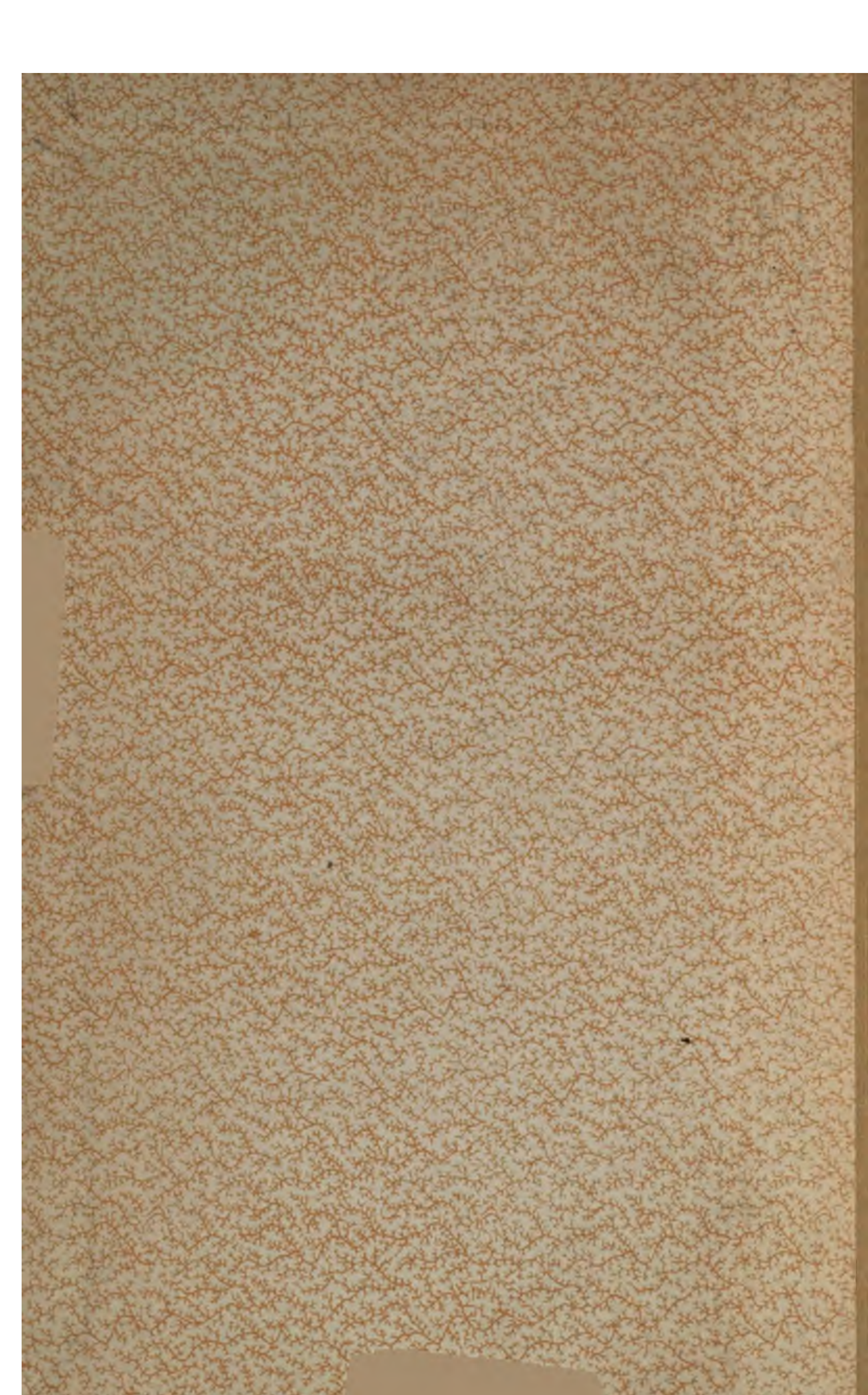

NYPL RESEARCH LIBRARIES
3 3433 06633849 6







Angewandte

Baukunde des Ingenieurs.



Handbuch

der

Ingenieur-Wissenschaft.

Vollständig in 4 Bänden,

mit 125 gravirten Tafeln in gr. Folio.

Zweiter Band:

Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange,

mit 37 gravirten Tafeln in gr. Folio.

Zweite, vermehrte und verbesserte Auflage.

Stuttgart.

Verlagsbuchhandlung von Carl Mäcken.

1858.

Der Brückenbau

in seinem ganzen Umfange

und

mit besonderer Rücksicht auf die neuesten Constructionen.

Ein Leitfaden

zu

Vorlesungen und zum Selbstunterrichte für Wasser- und Straßenbau-Ingenieure und andere Techniker

von

M. Becker,

Großherzogl. bad. Bezirksingenieur, vormal. Professor des Wasser- und Straßenbaues an der Großherzogl. polytechnischen Schule zu Carlsruhe.

Mit Atlas

enthaltend:

37 gravirte Tafeln in gr. Folio.

Zweite, vermehrte und verbesserte Auflage.

Stuttgart.

Verlagsbuchhandlung von Carl Mäcken.

1858.

Schnellpressendruck der Buchdruckerei von J. C. Mäcken Sohn in Reutlingen.

Vorwort zur ersten Auflage.

Der wichtigste Gegenstand der angewandten Baukunde ist wohl der Brückenbau, da ohne ihn fast kein größeres zusammengesetztes Werk des Ingenieurs ausgeführt werden kann.

Betrachtet man die Literatur des Brückenbaues und rechnet zu den eigentlichen Werken dieses Gegenstandes der Ingenieurwissenschaft noch alle einzelne wissenschaftliche Abhandlungen und Beschreibungen über größere Bauwerke, die ohne Zweifel einen sehr bedeutenden Reichthum von Theorien und Erfahrungen enthalten, so möchte es vielleicht den Anschein haben, als sei ein weiterer Zuwachs dieser Literatur unnöthig gewesen, wenn nicht zwei Umstände sogleich zu dem gegentheiligen Resultat führen müßten, nämlich die, daß in keinem neueren Werke des Brückenbaues Alles, was brauchbar und zeitgemäß ist, in gedrängter Kürze und nach einem gewissen System geordnet beisammen steht, und sodann, daß gerade durch den in den letzten Jahren stattgehabten lebhaften Aufschwung des Brückenbaues ganz neue Brückensysteme Anwendung gefunden haben, durch welche viele ältere Constructionen ihren praktischen Werth völlig einbüßen mußten.

Wenn der Mangel eines Werkes über Brückenbau, in welchem alle Constructionen, die man bis auf die neueste Zeit angewendet hat, praktisch und theoretisch abgehandelt sind, für den angehenden Ingenieur

sehr fühlbar sein muß, indem dieser in den vorhandenen Werken nur schwer das noch brauchbare Material von dem unbrauchbaren zu unterscheiden vermag, das Neueste gar nicht findet und aus dem theoretischen Theil, der entweder ganz fehlt oder nur sehr spärlich gehalten ist, nur unvollkommen belehrt wird, so dürfte er es noch mehr für den praktischen Ingenieur sein, denn dieser will keine weitläufigen Beschreibungen älterer Bauwerke, wie sie in den Werken von Belidor und Perronet enthalten sind; die sehr voluminösen Werke von Gauthey und Sganzin werden ihm in vielen Fällen die gewünschte Auskunft nicht geben, da die neueren Systeme der hölzernen und eisernen Brücken ganz fehlen und die beweglichen und hängenden Brücken zu kurz behandelt sind; das Gleiche gilt von den älteren Werken von Wiebeking, Gerstner und Röder; er verlangt vielmehr ein Buch, in welchem die älteren Bauwerke nur kurz angeführt, die neueren und neuesten aber klar beschrieben und ihre Vor- und Nachtheile hervorgehoben sind; in welchem ferner die nöthigen theoretischen Entwicklungen für alle Brückensysteme enthalten, und die Formeln zur Berechnung der einzelnen Theile einer Construction der bequemern Rechnung wegen zusammengestellt sind.

Mit vorliegender Arbeit wollte ich es versuchen, diesen Mangel zu beseitigen und so dem angehenden Ingenieur einen Leitfaden für sein Studium der Brückenbaukunde, dem praktischen Ingenieur ein Hilfsbuch für seine Entwürfe und Berechnungen an die Hand geben.

Möge dieser Versuch mir gelungen sein und gegenwärtige Arbeit als brauchbar befunden werden.

Bezüglich auf die Eintheilung des Werkes habe ich nur beizufügen, daß es sieben Abschnitte nnd einen Anhang hat.

In dem ersten Abschnitte werden die Brücken im Allgemeinen abgehandelt.

Der zweite Abschnitt enthält die hölzernen Brücken von allen Systemen, mit besonderer Rücksicht auf die neuesten amerikanischen Systeme.

Der dritte Abschnitt gibt den Bau der steinernen Brücken und enthält die nöthigen Anleitungen zur theoretisch richtigen Construction schiefer Gewölbe.

In dem vierten Abschnitte sind die guß- und schmiedeisernen Brücken enthalten. Besonders die letztern, als ganz der neuern Zeit angehörig, sind möglichst ausführlich betrachtet worden.

Der fünfte Abschnitt enthält die beweglichen Brücken, als: Zug-, Roll-, Dreh-, Hub-, Schiff- und fliegenden Brücken.

In dem sechsten Abschnitt sind die hängenden Brücken einer nähern Betrachtung unterworfen und auch, wie in den vorigen Abschnitten, die nöthigen Formeln zur Berechnung der einzelnen Constructionstheile angeführt.

Der siebente Abschnitt enthält den Bau der Nothbrücken im Felde, wie er im militärischen Brückenbau gelehrt wird.

Den Schluß bildet der Anhang, welcher alle diejenigen Theorien enthält, aus denen die in den einzelnen Abschnitten gegebenen Formeln zur Berechnung der Constructionen abgeleitet wurden. Der praktische Ingenieur findet darin auch die nöthigen Anhaltspunkte und Daten zur Aufstellung von Kostenanschlägen und Verträgen für die Ausführung.

Bezüglich der in dem Buche gemachten Angaben sind der Meter, das Kilogramm und der französische Franc als Einheiten angenommen; nur bei Beschreibung englischer und amerikanischer Constructionen wurde das englische Maß beibehalten.

Carlsruhe, im September 1853.

Der Verfasser.



Vorwort zur zweiten Auflage.

Die fortwährende Ausdehnung der Eisenbahnen in allen Ländern mußte nothwendig zur Folge haben, daß auch weitere Fortschritte im Brückenbau gemacht wurden. Zeugniß davon geben die in neuerer Zeit ausgeführten größeren schmiedeisernen Brücken Deutschlands und der Schweiz. Alle diese Brücken zeichnen sich theils durch Zweckmäßigkeit und Kühnheit in der allgemeinen Anordnung, theils durch die Größe der Spannweite, theils durch die Art der Gründung und Construction der Pfeiler rühmlich aus. Sie zeigen zugleich auch deutlich, welche Vortheile insbesondere die eisernen Gitterwerke darbieten und setzen die Zweckmäßigkeit derselben außer Zweifel, sobald bei ihrer Construction eine der Theorie entsprechende Vertheilung der Massen beobachtet wird.

Wenn deßhalb in der ersten Auflage die Theorie und Construction der eisernen Brücken schon ausführlich behandelt wurde, so konnte doch eine Vervollständigung dieses Theils der Brückenbaukunde in der neuen Auflage nicht unterlassen werden, und schien dieß um so mehr nothwendig, als gerade die schmiedeisernen Brücken in neuerer Zeit sehr in den Vordergrund getreten sind. Das Constructive der neueren Brücken ist theils aus Originalbauzeichnungen, theils aus dem Werke von Oberbaurath Etzel entnommen; was die Theorie derselben betrifft, so sind in den letzten

Jahren sehr gediegene Abhandlungen erschienen, welche an dem geeigneten Orte genannt wurden. Die Aufnahme dieser Theorie in dem Texte würde die Gränzen dieses Buches überschritten haben.

An den übrigen Theilen des vorliegenden Werkes war keine Veranlassung zu Aenderungen vorhanden; nur bei den steinernen Brücken ist die Theorie von H. Scheffler eingeschaltet worden, da die daraus entwickelten Tabellen für die Dimensionen der Gewölbe dem praktischen Ingenieur sehr willkommen sein dürften. Natürlich konnte auch hierin nicht zu weit gegangen werden, und muß es jedem Leser überlassen bleiben, sich genannte Theorie besonders zu studiren.

Die freundliche Aufnahme, welche dieses Buch bei meinen Fachgenossen gefunden, gibt mir den erfreulichen Beweis, daß die Aufgabe, die ich mir stellte, nämlich dem angehenden Ingenieur einen Leitfaden für sein Studium und dem praktischen ein Hilfsbuch für seine Entwürfe und Berechnungen zu geben, ihre Lösung gefunden hat.

Möge nun auch diese zweite dem neuesten Stande des Brückenbaues entsprechende und vermehrte Auflage ebenso brauchbar befunden werden und zu nützlichen Anwendungen Anlaß geben.

Carlsruhe, im Januar 1858.

Der Verfasser.

Inhalts-Verzeichniß.

Erster Abschnitt.

Von den Brücken im Allgemeinen.

Zweiter Abschnitt.

Hölzerne Brücken.

Dritter Abschnitt.

Steinerne Brücken.

Seite

Vierter Abschnitt.

Eiserne Brücken.

a) Brücken aus Gußeisen.

b) Brücken aus Schmiedeisen.

Fünfter Abschnitt.

Bewegliche Brücken.

Sechster Abschnitt.

Hängbrücken.

Kettenbrücken.

Drahtbrücken.

Hängbrücken aus gewalztem Bandeisen.

Siebenter Abschnitt.

Bau der Nothbrücken im Felde.

Seite

Anhang.

Erster Abschnitt.

Von den Brücken im Allgemeinen.

Von den Brücken im Allgemeinen.

§. 1.

Einleitung.

Brücken im Allgemeinen sind zusammengesetzte Constructionen, deren Zweck ist, zwei Communicationstheile, welche durch irgend eine Schlucht, den Thalweg eines Baches oder Flusses, eine Straße, Eisenbahn oder Canal getrennt sind, miteinander zu vereinigen.

Der Bau der Brücken geht schon in die frühesten Zeiten zurück, wo man anfing, für den Verkehr im Allgemeinen Wege zu bahnen. Sowie aber diese letztern anfänglich nur unvollkommen waren, indem sie nur zum Gehen für Menschen und Lastthiere dienten, so waren es auch die Uebergänge, die nicht selten aus einigen von einem Ufer zum andern sich erstreckenden Baumstämmen bestanden.

Mit der Zunahme der Bevölkerungen mußte nothwendig auch eine Zunahme des Verkehrs stattfinden, die Wege mußten fahrbar gemacht, also mit größerer Breite und geringerer Steigung angelegt werden, und erhielten hierdurch die Bedeutung einer Straße. Einfache Balken- oder Jochbrücken genügten nicht mehr für alle Fälle, zumal da auch die Transportmittel durch ihre allmälige Vervollkommnung geeignet waren, größere Lasten aufzunehmen, und man war somit genöthigt, zu allerlei Verstärkungsconstructionen seine Zuflucht zu nehmen, oder da, wo Holz nicht in hinreichendem Maße vorhanden war, zu den Steinconstructionen zu greifen. Diese letztern waren immer nur Halbkreisgewölbe von nicht sehr großer Spannweite und mit übermäßig starken Pfeilern und Widerlagern, die man einfach auf Steinwürfe zu fundamentiren pflegte. Eine Vervollkommnung dieser Construction konnte aber bei der immer zunehmenden Ausbildung des Handels und Verkehrs nicht ausbleiben, und bald brachte man es dahin, die größten Spannweiten mit hölzernen oder steinernen Brücken kühn zu überschreiten. Besonders waren es die alten Römer, welche bei ihren Wasserleitungen sehr großartige Bauwerke in Ausführung brachten.

Mit Ausnahme der Häng- und Schiffbrücken, die man schon in sehr frühen Zeiten kannte, sind es nur Holz- oder Steinconstructionen, welche bis zum Jahr 1773 in Ausführung kamen. Von diesem Zeitpunkt an versuchte man es auch, Brücken aus Gußeisen zu bauen und fand, daß diese unter gewissen Verhält-

nissen selbst dem Steinbau vorzuziehen sind, indem sie bei gleicher Dauer einen geringeren Kostenaufwand erfordern. So sehr auch die Holz-, Stein- und Gußeisenconstructionen ausgebildet waren, so reichten sie doch nur so lange aus, als man es mit Straßen zu thun hatte, die bezüglich ihrer Richtung und ihres Gefälles je nach Umständen modificirt werden konnten.

Mit der Erfindung der Eisenbahnen trat der Brückenbau in eine neue Periode ein, es mußten Constructionen für alle möglichen Fälle geschaffen werden, da gewöhnlich die Richtung und Höhe des Schienenwegs, durch anderweitige Verhältnisse bestimmt, keine Verlegung gestattete.

Die Holzconstructionen, welche sonst für Straßenübergänge ihren Zweck vollkommen erfüllten, konnten entweder für Eisenbahnbrücken nicht mit der erforderlichen Sicherheit in Anwendung kommen, oder mußten aus Rücksichten für den Betrieb vermieden werden, weil auf diesen häufig vorkommende Reparaturen höchst störend einwirken. Die Steinbauten, als die solidesten und dauerhaftesten Uebergangswerke, welche stets den ersten Rang einnehmen werden, sind nicht in allen Fällen anwendbar, da sie vermöge der jedem Gewölbe eigenen Zusammensetzung der Steine immer eine gewisse Höhe zwischen der Bahn und dem höchsten Wasser erfordern, und da sie eine große Masse von Hausteinen bedingen, die in manchen Gegenden nur mit unverhältnißmäßig bedeutendem Kostenaufwande beigebracht werden können.

Das *Eisen* mußte somit bei der Construction von Eisenbahnbrücken ein äußerst willkommenes Material sein, da es mit einer unbegrenzten Dauer eine außerordentliche Festigkeit vereinigt, und fast überall vorkommt.

Sowohl Guß- als Schmiedeisenconstructionen sind durch den Bau der Eisenbahnen in großer Zahl in Ausführung gekommen; wohl waren die ersteren schon vorher bekannt durch die kühnen Bogenbrücken Englands, aber die letztern mußten ganz neu geschaffen werden, *sie sind Producte der neuesten Zeit und übertreffen zum Theil Alles, was bisher in dem Gebiete der Brückenbaukunde vorhanden war.*

Die Erfahrung hat gelehrt, daß obwohl das Gußeisen ein sehr schätzbares Material für den Brückenbau ist, solches doch nur dann in Anwendung kommen sollte, wenn es auf seine rückwirkende Festigkeit in Anspruch genommen wird, also in Form von *Bogen*. Dieser Umstand war es hauptsächlich, welcher die größern Schmiedeisenconstructionen in's Leben rief, weil gerade der Fall häufig vorzukommen pflegte, wo bei möglichst geringem Raume zwischen Bahn und Wasserfläche doch sehr große Spannweiten verlangt wurden, um die Anzahl der Zwischenunterstützungen, somit auch die Kosten der Gründungen, auf ein Minimum zurückzuführen, und dem Wasser einen möglichst großen Fluthraum zu geben. Durch diese neuesten Schmiedeisenconstructionen wurde der Brückenbau außerordentlich bereichert, durch sie sind dem Ingenieur die Mittel an die Hand gegeben, die schwierigsten Fälle mit Leichtigkeit zu überwinden, denn sie vereinigen drei Eigenschaften: sie gestatten sehr große Spannweiten, erfordern wenig Höhe zwischen Bahn und Hochwasser und gewähren bei unbegrenzter Dauer einen hohen Grad von Sicherheit.

Nur die Hängbrücken sind es, welche mit noch größeren Spannweiten ausgeführt wurden, wie die Schmiedeisenconstructionen, allein sie konnten bis jetzt nicht in der Art vervollkommnet werden, daß sie auch für Eisenbahnbrücken hätten dienen können.

Wie wichtig nun die Brücken im Allgemeinen sind, geht daraus hervor, daß ohne sie keine Communication, Straße, Eisenbahn oder Canal in Ausführung gebracht werden kann; entweder führt die Communicationslinie über Schluchten, Bäche und Flüsse, oder sie wird selbst wieder von andern Communicationen in einer gewissen Höhe gekreuzt, in beiden Fällen sind Brücken nöthig, die entweder feste oder bewegliche sein können, je nachdem es die Verhältnisse erfordern. Dienen die festen Brücken zur Führung einer Straße oder einer Eisenbahn über ein Thal oder eine Schlucht, so nennt man sie Viaducte; dienen sie zur Führung eines Canals, so werden sie mit dem Namen Aquaducte bezeichnet.

Alle bis jetzt ausgeführten Brücken lassen sich in 3 Klassen eintheilen:

I. Feste Brücken.
II. Bewegliche Brücken.
III. Hängbrücken.

Erstere zerfallen in Bezug auf das Material in
1) Hölzerne Brücken.
2) Steinerne Brücken.
3) Eiserne Brücken.

Die beweglichen Brücken sind entweder:
1) Zugbrücken.
2) Rollbrücken.
3) Drehbrücken.
4) Hubbrücken.
5) Schiffbrücken.
6) Fliegende Brücken.

Die Hängbrücken zerfallen in:
1) Kettenbrücken.
2) Drahtbrücken.
3) Bandeisenbrücken.

Fast jedes Land hat eigene Brückensysteme, auf die es vermöge seiner eigenthümlichen Verhältnisse besonders hingewiesen ist. Die Gattung der vorherrschenden Baumaterialien und die Oertlichkeit der Baustelle haben darauf den Haupteinfluß.

Auf dem Continente hat Italien eine ganze Architectur an steinernen Brücken, alter und neuer, monumentaler und einfacher Construction. Unter die uralten und größern steinernen Brücken gehört jene über den Fluß Serchio bei Lucca aus einem Kreissegment mit 36 Mtr. Sehne und 20·4 Mtr. Höhe, im zehnten Jahrhundert erbaut. Die steinerne Brücke über den Canal Rialto in Venedig gehört mit unter die Bau-Monumente des 16ten Jahrhunderts. An großen steinernen Bogen neuerer Zeit fehlt es auch nicht. Hölzerne Brücken

kommen in der Regel meist in den Gebirgsgegenden, eiserne Brücken hingegen selten vor.

Deutschland dagegen besitzt viele eiserne Constructionen und insbesondere Hängbrücken. Die Kettenbrücke über die Donau in Pesth nimmt unstreitig den ersten Rang ein; sie hat 3 Oeffnungen, eine mittlere von 202 Mtr. und 2 seitliche von je 90·59 Mtr. Weite und zeichnet sich besonders durch die Schönheit ihrer Verhältnisse und Einfachheit der Bauart aus. An diese schließt sich die Prager Kettenbrücke an, welche durch die mathematische Richtigkeit ihrer Verhältnisse von Wichtigkeit ist. Die größte Häng-Drahtbrücke besitzt die Schweiz über das Sarine-Thal, sie hat eine einzige Oeffnung von nahe 270 Meter Weite.

In Süddeutschland bilden aber die hölzernen Brücken unter verschiedenen Formen die vorherrschende Construction. Hierbei bewährt sich bei mäßigen Spannweiten das Sprengwerk oder Häng- und Sprengwerksystem, bei größeren Weiten dagegen das amerikanische System von Howe am besten. Die Holzbogenbrücken, hierunter die nicht empfehlungswerthen Wiebeking'schen, die in Bayern häufig gebaut wurden, gestatten allerdings große Spannweiten, unterliegen aber einer kurzen Dauer. Besser bewährten sich die Bohlenbogenbrücken nach dem Funk'schen System. An steinernen Brücken fehlt es in Deutschland nicht, besonders in neuerer Zeit wurden mehrere mit großen Spannweiten in Ausführung gebracht, worunter die interessantesten die Viaducte über das Göltzsch- und Elsterthal in Sachsen und die Brücke über den Neckar bei Ladenburg mit 7 Bogen von je 27 Meter Spannweite sind.

Frankreich hat an Brücken mannigfaltige Bauwerke, die mitunter große Spannungen besitzen. Die Steinconstruction ist jedoch die vorherrschende. Insbesondere waren es Perronet und Gauthey, welche eine Reihe von steinernen Brücken ausführten; die kühnste ist unstreitig die Neuilly-Brücke bei Paris mit 5 Oeffnungen von je 36 Meter Lichtweite.

England, die erste Seemacht der Welt, leidet Mangel an Holz, daher sind hölzerne Brücken eine Seltenheit; das Eisen und die übrigen Baumaterialien ersetzen aber diesen Mangel reichlich; die Eisenhütten Englands allein liefern so viel Material als die übrigen Länder Europas zusammen. Der Ingenieur findet daher an den übrigen Constructionen eine ganze Schule der Brückenarchitectur, eine Auswahl der vortrefflichsten und großartigsten Bauwerke. Die steinernen London-Waterloo-Westminster-Brücken, die gußeiserne Southwarksbrücke, die Hamersmith-Kettenbrücke, sämmtlich über die Themse in London, bieten den imposantesten Anblick dar. An eisernen Brücken aller Arten und Größen besitzt das Land einen wahren Reichthum. Das großartigste Bauwerk neuester Zeit ist die Britannia-Brücke bei Bangor über die Meerenge Menai; sie hat zwei Oeffnungen von 139·8 Mtr. und 2 von 69·9 Mtr. Lichtweite.

In der Nähe dieser Büke steht die berühmte Kettenbrücke von Telfort erbaut; sie besteht aus einem Hauptbogen von 176·6 Mtr. Weite.

Von steinernen Brücken ist die Brücke bei Chester über den Deefluß die größte; sie hat eine Spannweite von 62 Mtr. bei einer Pfeilhöhe von 12·7 Meter.

Nordamerika, von vielen Strömen und Flüssen durchschnitten, von unermeßlichen Waldungen bedeckt, ist von Natur aus fast ausschließlich auf die Anwendung hölzerner Brücken angewiesen. Deshalb findet man dort eine größere Zahl von Brückensystemen, welche alle für große Spannweiten geeignet sind, da Brücken mit weiten Oeffnungen, also wenig Pfeilern, in ökonomischer Hinsicht den Vorzug haben. Das System von Howe dürfte wohl als das beste erkannt werden; es eignet sich selbst für Eisenbahnbrücken für Spannweiten von 54 Mtr., wie die Connecticutfluß-Brücke am besten beweist.

Auch eiserne Brücken sind neuerer Zeit in Amerika in größerer Zahl gebaut worden; hervorragend sind die Hängbrücken über den Niagara von 300 Mtr. Weite und die Brücken nach dem System von Town und Rider.

Welchem System aber auch eine Brücke angehören mag, so sind die Anforderungen, die man im Allgemeinen an sie stellt, folgende:

1) Standfestigkeit.
2) Hinreichende Tragfähigkeit, und
3) Lange Dauer.

Geht die Brücke über einen Bach oder Fluß:

4) Hinreichend große Durchflußöffnung.

§. 2.

Wahl der Construction.

Ort und Lage der Brücke werden immer auf die Wahl der Construction einigen Einfluß haben, insofern man in der Nähe einer Stadt in etwas anderer Art, wie in irgend einer einsamen Gegend, und in einem wilden romantischen Thale wieder anders wie in einer Ebene construiren wird. Nächstdem wird es aber darauf ankommen, für welche Communicationsart die Brücke dienen soll, denn soll es eine Eisenbahnbrücke geben, so ist das System der hängenden Brücken ganz ausgeschlossen, obwohl es für einen Straßen- oder Canalübergang sehr zweckmäßig sein könnte, und nur Stein- oder Eisenconstructionen dürften vorzugsweise Berücksichtigung finden, da das Holz seiner geringen Dauer wegen zu häufige Reparaturen veranlaßt.

Aber auch die Frequenz und größte Belastung der Brücke darf nicht unberücksichtigt bleiben, insofern die erstere auf die Breite der Brücke Einfluß hat, diese aber nicht bei jeder Construction beliebig vergrößert werden kann, und die letztere die Länge und Stärke der Brückenträger bedingt.

Führt die Brücke über einen Fluß oder Bach, dann sind es noch andere Verhältnisse, welche auf die Wahl der Construction influiren. Ein langsam fließender Fluß, auf welchem weder Flößerei noch Schifffahrt betrieben wird, gestattet oft eine weit einfachere Anordnung der Construction, als ein reißender schiffbarer Strom; denn in letzterem darf weder ein Pfeiler in die Mitte des Strombettes gebaut werden, noch darf die Bahn eine zu niedere Lage gegen den Wasserspiegel erhalten, und im Allgemeinen wird es sich darum handeln müssen, eine Brücke mit möglichst wenig Oeffnungen zu bauen, da die Gründungen in einem reißenden Strom, der eine bedeutende Tiefe hat, immer große Kosten verursachen.

Die Wahl der Construction wird aber auch wesentlich von der Beschaffenheit der Ufer und der Flußsohle abhängen, denn sind die Ufer sehr steil und hoch und die Flußsohle ist von der Art, daß die Gründungen von Pfeilern nur mit großen Kosten bewerkstelligt werden könnten, dann würde man wohl dahin trachten müssen, die Brückenbahn von einem Ufer zum andern ohne Unterstützung zu führen, oder wenigstens die letztere in möglichst beschränktem Maße anzubringen. Sind die Ufer hingegen nieder und bestehen wie die Flußsohle aus Felsen, so wird die Disposition der Construction einen ganz andern Charakter annehmen, indem es geboten ist, mehrere Unterstützungen anzuordnen, für den Fall überhaupt die Entfernung der beiden Ufer sehr groß sein sollte.

Von ganz besonderer Bedeutung ist bei der Construction eines Flußübergangs der Unterschied zwischen dem Hochwasserspiegel und der Oberfläche der Brückenbahn. Von diesem wird es abhängen, ob im Allgemeinen eine hölzerne oder steinerne Brücke möglich ist oder nicht; denn wäre dieser Unterschied nur gering und die Spannweite groß, so würde erstere nur unter bestimmten Verhältnissen, und letztere gar nicht möglich sein; man würde daher seine Zuflucht zu einer Eisenconstruction nehmen müssen, und diese würde wieder von der Art der Communication und den zu Gebot stehenden Mitteln abhängen, welch letztere in jedem anderen Falle auch nicht unberücksichtigt bleiben dürfen, ja nicht selten die Hauptentscheidung geben.

Auch der Eisgang ist bei einer Flußbrücke zu berücksichtigen; er bedingt im Allgemeinen eine möglichst große Durchflußöffnung und wird somit Einfluß auf die Pfeilerstellung haben.

Endlich ist es noch das zu Gebot stehende Material, welches auf die Wahl der Construction von wesentlichem Einflusse ist. In sehr holzreichen Gegenden wird es meist gerechtfertigt erscheinen, wenn die Holzconstructionen den Stein- und Eisenconstructionen vorgezogen werden, obgleich sie eine weit geringere Dauer zeigen; denn hier entscheidet gewöhnlich der Kostenpunkt.

§. 3.
Wahl der Baustelle.

In der Regel wird die Baustelle der Brücke schon durch die Richtung der herzustellenden Communication bedingt sein, und man ist somit genöthigt, die Construction den obwaltenden Verhältnissen möglichst anzupassen. Ist dieß aber nicht der Fall und hat man die Wahl zwischen mehreren Baustellen, dann wähle man immer die, welche sich voraussichtlich für die Gründungen der Pfeiler und Widerlager am günstigsten erweist, und dabei zugleich die Gestaltung der Ufer für den Anschluß beiderseitiger Communicationstheile am geeignetsten erscheint.

Geht die Brücke über einen Bach oder Fluß, dann wähle man wo möglich diejenige Stelle, wo der Fluß in seinem Normalzustande sich befindet, oder wenn dieß nicht thunlich, die Kosten der Regulirungsarbeiten am kleinsten sind.

Kann die Communicationslinie in rechtwinklicher Richtung auf die Achse des Flusses oder Baches geführt werden, ohne dadurch andere Uebelstände herbeizuführen, so soll dieß immer geschehen, insbesondere wenn es sich um die Erbauung

einer steinernen Brücke handelt, da deren Ausführung weniger kostspielig wird. Hier wird man sich sogar öfters zur Erzielung eines rechtwinklichen Uebergangs, zur Verlegung des Bach- oder Flußlaufes entschließen, im Falle die Richtung der Communication nicht geändert werden kann.

Die Baustelle muß aber auch jedesmal so gewählt werden, daß der Anschluß der beiden Communicationstheile ohne zu scharfe Krümmungen stattfinden kann. Liegt die zu erbauende Brücke auf einer Straße, so wird der Radius der Krümmung von der Größe der die Straße befahrenden schwersten Lastwagen abhängen. Damit der Zug in der Krümmung nicht merklich erschwert werde, muß der Bogen sehr flach und also der Halbmesser so groß angenommen werden, als es die Umstände erlauben, jedoch reicht ein Halbmesser von 150 Fuß oder 45 Mtr. für das schwerste Frachtfuhrwerk hin.

Wird auf der Straße langes Bauholz geführt, so bestimmt sich der Radius des Bogens, wenn:

l die Entfernung der Vorder- und Hinterräder des Wagens;

L die Länge des Stammes von den Vorderrädern zum äußern Straßenrande;

b die halbe Straßenbreite ist, aus

$$r = \frac{L^2 - L\,l - b^2}{2\,b}.$$

Liegt die Brücke auf einer Eisenbahnlinie, so wird man es immer einzurichten suchen, daß ihre Achse eine gerade Linie bildet und die Krümmung erst außerhalb den Widerlagern beginnt. In der Nähe einer Station kann ein derartiger Anschlußbogen einen Radius von 600′ oder 180 Mtr. erhalten, wenn aber die Brücke, beziehungsweise der Bogen mit der vollen Geschwindigkeit befahren wird, soll er mindestens einen Radius von 1000 Fuß oder 300 Mtr. erhalten.

Liegt die Brücke endlich in einer Canallinie, dann können die kleinsten Radien der Anschlußbogen 200 Fuß oder 60 Mtr. erhalten.

§. 4.

Bestimmung der Größe der Durchflußöffnung.

Bei dem Entwurf einer Brücke über ein fließendes Wasser muß jedesmal zuerst die Größe der Durchflußöffnung bestimmt werden, da von dieser alle übrigen Abmessungen abhängen.

Diese Durchflußöffnung ist von der größten Wassermasse, welche unter der Brücke durchgeführt werden muß, sowie von der Beschaffenheit der Flußsohle abhängig; denn erstere darf höchstens mit derjenigen Geschwindigkeit sich bewegen, welche noch keinen Angriff der Sohle erwarten läßt, bei welcher also die Flußgeschiebe unter der Brücke gerade noch im Beharrungszustande verbleiben. Ist die Durchflußöffnung zu klein gegen den oberhalb liegenden Querschnitt des Flusses, so muß das Wasser in der erstern eine größere Geschwindigkeit annehmen, als im letztern, was nur durch Vergrößerung der Druckhöhe, also nur durch Aufstau vor der Brücke möglich ist, wodurch entweder Ueberschwemmungen entstehen, wenn

die Stauhöhe die Uferhöhe übertrifft, oder das Grundbett unter der Brücke ausgewaschen wird, wenn die Geschwindigkeit des Wassers größer wird, als die größte unter allen denen, bei welchen noch keine Geschiebe losgerissen werden, was alsdann den Einsturz der Brücke zur Folge haben kann. Ist aber auf der andern Seite die Durchflußöffnung zu groß, so nimmt die Geschwindigkeit des Wassers ab, die vom Flusse herbeigeführten Geschiebe bleiben zum Theil unter der Brücke liegen und bilden Erhöhungen, welche zur Folge haben, daß einzelne tiefere Rinnen entstehen, die den Fundamenten der Pfeiler oder Widerlager gefährlich werden können.

Zuweilen soll auch unter der Brücke eine gewisse Wassertiefe, z. B. der Schifffahrt wegen, erhalten werden, und es ist dann auch hierauf Rücksicht zu nehmen.

Vor Allem ist also eine genaue Kenntniß der Wassermenge, welche durch die Brücke geführt werden soll, erforderlich.

Die Wassermenge eines Baches oder Flusses ist bekanntlich sehr verschieden, je nachdem der Wasserstand der niederste, mittlere oder höchste ist. Vorzugsweise handelt es sich hier um die Ausmittelung der höchsten Wassermenge, die durch die Brücke abzuführen ist, obgleich es auch, wenn etwa Schifffahrt oder Flößerei stattfinden soll, nöthig ist, die kleinste Wassermenge zu kennen, damit die Breite der Durchflußöffnung so eingerichtet werde, daß das Wasser noch eine bestimmte Tiefe hat.

Kommt die Brücke in einen schon regulirten Fluß zu stehen, oder ist das Flußprofil oberhalb der neu zu erbauenden Brücke ein ziemlich regelmäßiges und geschlossenes, oder befinden sich schon mehrere Brücken weiter oberhalb im Flusse, so kann der Inhalt des Querschnittes für die größte Wassermenge leicht gemessen werden, vorausgesetzt, daß man nur den höchsten Wasserstand kennt. Tritt ein solcher, während der Entwurf zur neuen Brücke ausgearbeitet werden soll, ein, so läßt sich auch die größte Geschwindigkeit des Wassers direct mit irgend einem Geschwindigkeitsmesser, z. B. dem Woltmann'schen Flügel, bestimmen, und es ist das Product aus dem Querschnitte und der mittlern Geschwindigkeit die zu suchende Wassermenge. Tritt aber ein höchster Wasserstand nicht ein, dann sind zwei Wege einzuschlagen, um die größte Wassermenge zu erhalten; der eine besteht darin, daß man in einer oberhalb liegenden Flußstrecke, die ein geschlossenes Profil hat, das Gefälle des Wasserspiegels oder das ausgeglichene Gefälle der Sohle durch ein Nivellement ermittelt und alsdann aus dem Inhalt des Profils und dem benetzten Umfange, welcher dem höchsten bekannten Wasserstand entspricht, mit Hülfe der Formel von Eytelwein:

$$v = 50{\cdot}93 \sqrt{\frac{I}{L\,p}}, \text{ worin}$$

I der Inhalt des Querschnitts in □Mtr.,
L die horizontale Länge für das Gefälle = 1 Mtr.,
p der benetzte Umfang in Mtr.

die mittlere Geschwindigkeit v berechnet.

Für badisches Maß geht obige Formel über in:

$$v = 93 \sqrt{\frac{l}{L p}}.$$

Man hat alsdann die größte Wassermenge für eine Secunde:

$$M = I . v = 50{\cdot}93\ I \sqrt{\frac{l}{L p}}.$$

Der andere Weg, welcher hauptsächlich einzuschlagen wäre, wenn das geschlossene Profil sehr entfernt von der neu anzulegenden Brücke läge, oder wenn ein solches gar nicht vorhanden wäre, bestünde darin, daß man aus der Größe des Flußgebiets und dem atmosphärischen Niederschlage die Wassermenge annähernd zu ermitteln suchen würde.

Die aus dem Gefälle, Querschnitt und benetzten Umfange berechnete höchste Wassermenge, welche durch das weit oberhalb vorhandene geschlossene Profil strömt, sei M; das Flußgebiet bis an dieses Profil sei f □Meter; dasjenige bis an die Baustelle F □Meter; so kommt auf einen Quadratmeter des Flußgebietes eine Wassermenge $\frac{M}{f}$, welche zur Zeit des Hochwassers in dem Flusse per Sec. abgeführt wird. Für die größte Wassermenge, welche unter der neuen Brücke abfließen soll, hätte man somit $\frac{M}{f} \cdot F$ Kubikmeter. Für den Fall, daß nun kein geschlossenes Profil vorhanden wäre, also der Fluß sich noch in einem ganz unregelmäßigen Zustande befände, würde man die größte Wassermenge annähernd aus der Größe des Flußgebiets bestimmen, wobei man erfahrungsgemäß voraussetzen könnte, daß auf eine Million Quadratmeter des Flußgebiets durchschnittlich in der Secunde:

bei einem Strome . . . . 0·6 Kubikmeter,
„ „ Flusse von mittlerer Größe 1·0 „
„ „ Gebirgsflusse . . . . 1·5 „

kommen, welche die Thalrinne abzuführen hat.

Hat man auf die eine oder andere Art die größte Wassermenge bestimmt, so läßt sich die Größe der Durchflußöffnung daraus folgendermaßen ermitteln:

a) Wenn der zu überbrückende Fluß ein regelmäßiges geschlossenes Profil hat.

In diesem Falle ist die Weite der Durchflußöffnung schon bestimmt, denn es ist, wenn das Profil keine Vorländer hat, also bei geringem Unterschiede zwischen Nieder- und Hochwasser, die Entfernung der Widerlager gleich der Normalbreite der Sohle, und wenn Vorländer vorhanden sind, gleich der normalen Weite von einem Dammfuße zum andern.

Nur wenn die Uferböschungen zu flach sein sollten, würde man genöthigt sein, die Widerlager etwas weiter auseinander zu rücken, um den Aufstau des Wassers zu vermindern.

Der Aufstau des Wassers durch die Widerlager ist im Allgemeinen so unbedeutend, daß er gewöhnlich vernachlässigt werden kann. Eine andere Sache ist es, wenn die Brücke noch mehrere Zwischenpfeiler erhält, die den Aufstau vergrößern. Hier hat man vor Allem die Größe des Aufstauens zu ermitteln, wie folgt:

Bedeutet:

B die mittlere Breite des unverengten Profils;
h die Wassertiefe in demselben;
v die Geschwindigkeit des Wassers im unverengten Profil;
b die Breite des verengten Profils;
V die Geschwindigkeit in demselben;
H die Stauhöhe;
g die Beschleunigung der Schwere für Meter 9·808.
φ ein Contractionscoefficient;

so hat man die Wassermenge in dem unverengten Profil

$$v\,B\,.\,h$$

in dem verengten

$$\varphi\,.\,V\,.\,b\;(H + h);\ \text{daher hat man:}$$

$$v\,B\,.\,h = \varphi\,V\,b\;(H + h)\ \text{und}$$

$$V = \frac{v\,B\,h}{\varphi\,b\;(H + h)}. \tag{1}$$

Die dieser Geschwindigkeit entsprechende Druckhöhe ist:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{v^2\,B^2\,h^2}{2g\,.\,\varphi^2\,b^2\;(H + h)^2}$$

die Druckhöhe, welche der Geschwindigkeit v entspricht, ist aber:

$$\frac{v^2}{2g};\ \text{daher die}$$

$$\text{Stauhöhe}\ H = \frac{v^2}{2g}\left\{\frac{B^2\,h^2}{\varphi^2\,b^2\;(H + h)^2} - 1\right\}. \tag{2}$$

und wenn M die Wassermenge bedeutet

$$H = \frac{M^2}{2g\,.\,B^2\,h^2}\left\{\frac{B^2\,h^2}{\varphi^2\,b^2\;(H + h)^2} - 1\right\} \tag{3}$$

Soll hieraus H gesucht werden, so setzt man zuerst $\frac{h}{H+h}$ in der Parenthese $= 1$, und bestimmt einen ersten Näherungswerth von H; dieser wird alsdann substituirt und man erhält einen zweiten Näherungswerth, durch welchen endlich der dritte hinlänglich genaue Werth von H erhalten wird.

Die Werthe von φ sind:

für abgerundete oder spitze Pfeiler . . . = 0·95
für nach stumpfem Winkel zugeschärfte Pfeiler = 0·9
für gerade Pfeiler . . . . = 0·85.

Hat man aus Gleichung (3) den Werth von H gefunden, so gibt die Gleichung (1) die Geschwindigkeit V, welche das Wasser unter der Brücke in Folge der Stauung annimmt.

Diese Geschwindigkeit darf aber bei allen aufgeschwemmten Flußbetten eine gewisse Gränze nicht überschreiten, sie muß vielmehr mit der Größe der die Flußsohle bildenden Geschiebe im Verhältniß stehen.

Beobachtungen von Dubuat haben ergeben, daß bei den folgenden Geschwindigkeiten des Wassers am Grundbett nachstehende Materialien gerade noch liegen bleiben:

Brauner Töpferthon	0·081 Mtr.
Grober Sand	0·217 „
Kies von der Größe der Aniskörner	0·108 „
„ „ „ „ einer Erbse	0·189 „
„ „ „ „ „ großen Bohne	0·325 „
Abgerundete Strandsteine von 0·027 Mtr. Durchmesser	0·650 „
Eckige Kiesel von der Größe eines Hühnereies	0·975 „

Nach Umpfenbach enthält das Bett kleinerer Flüsse bei nachstehenden Geschwindigkeiten des Wassers an der Oberfläche folgende Materialien:

	Geschwindigkeiten.
Feiner Lehm und Schlamm	0·209 Mtr.
„ Sand	0·314 „
Körniger Sand	0·471 „
Sehr feiner Kies	0·628 „
Kies von 0·026 Mtr. Durchm.	0·942 „
„ „ 0·052 „ „	1·569 „
Steine von 0·00515 Kub.-Mtr.	2·197 „
„ „ 0·0309 „	3·138 „
„ „ 0·0618 „	4·708 „

Funk gibt für:

Körnigen Sand mit etwas Thonschiefer vermischt	0·715 „
Granitgeschiebe von 0·048 bis 0·06 Mtr. Dicke	1·74 „

Um annähernd für Geschiebe von verschiedener Größe die entsprechende Geschwindigkeit des Wassers an der Sohle zu erhalten, bei welcher diese Geschiebe gerade noch liegen bleiben, kann man sie als kugelförmige Körper betrachten und hat dann die Proportion $V^2 : v^2 = D : d$, wo V und v die den Geschieben von den Durchmessern D und d entsprechenden Geschwindigkeiten bedeuten. Man hat somit:

$$V = v \sqrt{\frac{D}{d}}.$$

Unter Zugrundelegung der Funk'schen Versuche ergeben sich:

für Granitgeschiebe	die Geschwindigkeiten
von 0·09 Mtr. Durchm.	2·0 Mtr.
„ 0·15 „ „	2·78 „
„ 0·21 „ „	3·13 „
„ 0·30 „ „	3·82 „

Die Geschwindigkeit an der Sohle ist 0·6 Mal der Geschwindigkeit an der Oberfläche, und die mittlere Geschwindigkeit kann nach Dubuat zu 0·8 Mal der Geschwindigkeit an der Oberfläche angenommen werden.

b) Wenn der zu überbrückende Fluß ein unregelmäßiges Bett hat.

Hier ist zuerst das Normalprofil des Flusses nach der vorherbestimmten größten Wassermenge zu ermitteln, denn nach diesem Profil richtet sich die Größe der Durchflußöffnung und wird auch in der Regel das Flußbett auf eine kurze Strecke auf- und abwärts der zu erbauenden Brücke normalmäßig hergestellt.

Bei Flüssen oder Bächen, wo die Wasserstände nicht sehr verschieden sind, wählt man stets ein einfaches trapezförmiges Profil und bestimmt dessen Dimensionen nach der Formel:

$$M = 50{\cdot}93\ I \sqrt{\frac{1}{L\,p}}.$$

Bei größeren Flüssen aber, wo die Niederwassermenge sehr viel kleiner ist, wie die Hochwassermenge, hat man ein doppeltes Profil zu nehmen, bei dessen Bestimmung gewöhnlich folgende Bedingungen zu erfüllen sind:

1) Die Dämme sollen mit dem Aushub des Mittelprofils hergestellt werden.
2) Das Mittelprofil soll gerade für das Mittelwasser vollbördig sein.
3) Die Geschwindigkeit des Hochwassers im Mittelprofil soll eine gewisse Gränze nicht überschreiten.
4) Die Gesammthochwassermasse soll so zwischen den Dämmen abfließen, daß die Dammkronenebenen noch den Hochwasserspiegel um eine gewisse Größe überragen.

Es sei:

x die Sohlenbreite des Mittelprofils;
t die ganze Tiefe der Ausgrabung des Mittelprofils;
y die Höhe des Mittelwassers im Mittelprofil;
d die Anlage der Uferböschung für die Höhe $= 1$;
z die Breite des Vorlandes, oder hor. Entfernung der obern Kante des Mittelprofils von dem Dammfuße;
h die Höhe des Hochwassers über dem Dammfuße;
h' die ganze Dammhöhe;
d' die Anlage der innern Dammböschung;
d'' die Anlage der äußeren Dammböschung;
b die Kronenbreite des Dammes;
L die Länge für das Gefälle $= 1$;
Q, Q', Q'' die Nieder-, Mittel- und Hochwassermenge;
q die Wassermenge, welche durch das Mittelprofil beim Hochwasser abfließt;
q' die Wassermenge, welche über ein Vorland strömt;
V die mittlere Geschwindigkeit des Hochwassers im Mittelprofil;
μ das Verhältniß vom Abtrag zum Auftrag $= \frac{1}{1{\cdot}07}$;

so ist die erste Bedingung ausgedrückt durch die Gleichung:

$$h'\{2b + h'(d' + d'')\} = \mu\,\{(x + d\,t)\,t + z\,(t - y)\}. \tag{1}$$

Die zweite Bedingung, wonach das Mittelprofil für das Mittelwasser vollbördig sein soll, ist ausgedrückt durch:

$$Q' = 50{\cdot}93\ (x + dy)\ y \sqrt{\frac{(x + dy)\ y}{L\ (x + 2y\ \sqrt{1 + d^2})}} \tag{2}$$

Die dritte Bedingung, wonach die Geschwindigkeit des Hochwassers im Mittelprofil höchstens = V sein soll, wird ausgedrückt durch:

$$V = 50{\cdot}93 \sqrt{\frac{\{x + d\ (h + t)\}\ (h + t)}{L\ \{x + 2y\sqrt{1 + d^2} + (h + t - y)\ \sqrt{1 + d^2}\}}} \tag{3}$$

Die vierte Bedingung, nach welcher die Gesammthochwassermenge zwischen den Dämmen abgeführt werden soll, gibt:

$$Q'' = q + 2q'$$

hierin ist: $q = \{x + d\ (h + t)\}\ (h + t) . V$

folglich: $$q' = \frac{Q'' - \{x + d\ (h + t)\}\ (h + t) . V}{2} \tag{4}$$

die Wassermenge q' ist aber auch:

$$q' = 50{\cdot}93 . z\ [h + \tfrac{1}{2}(t - y)] \sqrt{\frac{z\ [h + \tfrac{1}{2}\ (t - y)]}{L\ \{z + d(t - y) + h\sqrt{1 + d'^2} + \tfrac{1}{2}(h + t - y)\sqrt{1 + d^2}\}}} \tag{5}$$

In der Regel sind die Größen Q, Q′, Q″ t und L gegeben und werden je nach der Beschaffenheit des Bodens weiter angenommen die Werthe von d, d′, d″ und V; es sind daher zu suchen die Werthe x, y, z, b, h und h′, wozu die fünf obigen Gleichungen dienen. Am besten kommt man zum Ziele, wenn zuerst die Tiefe des Mittelwassers oder y angenommen und aus Gleichung (2) die Sohlenbreite x durch Versuche berechnet wird.

Die Gleichung (3) gibt, wenn für x und y die gefundenen Werthe substituirt werden, die Höhe h und folglich auch h′.

Die Gleichung (4) gibt den Werth von q′; diesen in die Gleichung (5) gesetzt, gibt die Vorlandbreite z. Die Werthe für x, y, h′ und z in die Gleichung (1) substituirt, gibt endlich die Kronenbreite b.

Findet man das erste Mal keine passenden Verhältnisse, so wird ein anderes y angenommen und alle andern Werthe darnach bestimmt.

Hat man nun hiernach das Profil des Flusses festgesetzt, so ist die Entfernung der Widerlager der neuen Brücke gegeben. Werden Zwischenpfeiler angewendet, so darf wieder die Stauung, beziehungsweise die Geschwindigkeit des Hochwassers nicht größer werden, als es die Beschaffenheit der Flußsohle gestattet; es müßte denn sein, daß unter der Brücke ein durchlaufender Rost oder eine Abpflasterung angeordnet werden sollte, dann wäre eine größere Durchflußgeschwindigkeit oder Stauung des Wassers zulässig.

§. 5.

Von der Breite einer Brücke.

Die Breite einer Brücke kann sehr verschieden sein, je nachdem sie für eine Straße, Eisenbahn oder Canal dienen soll.

Im ersten Fall ist die Breite von der auf der Straße stattfindenden Frequenz abhängig und es läßt sich annehmen, daß für eine Straße dritter Klasse eine Breite zwischen den Brüstungen von 4·5 Meter hinreicht, besonders wenn die Brücke nicht sehr lang ist. Für eine Straße zweiter Klasse genügen 6 bis 7·2 Mtr., nämlich 4·5 bis 5·4 Mtr. Fahrbahn und 1·5 bis 1·8 für 2 Fußwege. Für eine Straße ersten Ranges genügen 9 bis 10·5 Mtr., nämlich 7·2 bis 7·5 Mtr. Fahrbahn und 1·8 bis 3 Mtr. für beide Fußwege. In der Nähe großer Städte ist die Breite oft 15 bis 18 Mtr. Die Pont-Neuf in Paris hat sogar 20·79 Mtr. Breite zwischen den Brüstungen.

Dient die Brücke für eine Eisenbahn, so richtet sich die Breite nach der Spurweite der Bahn und der Entfernung der Geleise, ferner nach der Construction der Bahnwagen und den lokalen Verhältnissen. Gewöhnlich ist die Weite eines Geleises von Mitte zu Mitte der Schienen 1·5 Mtr. und die Entfernung zweier Geleise 1·8—2 Mtr. Die Eisenbahnwagen haben einschließlich der Fußtritte eine Breite von 3 Mtr. Rechnet man nun auf jeder Seite von den Wagen bis an die Brüstung der Brücke einen freien Raum von nur 0·15 Mtr., so ist die geringste Breite zwischen den Brüstungen 6·6 Mtr. Für ein einfaches Geleise wäre die geringste Breite 3·3 Mtr. Soll zunächst den Brüstungen noch so viel Raum bleiben, daß ein Mann bequem stehen kann, wenn ein Zug über die Brücke fährt, so hat man den freien Raum statt 0·15, 0·65 zu nehmen. Sollen neben der Bahn förmliche Trottoirs angelegt werden, dann ist die ganze Breite der Brücke zwischen den Brüstungen gleich 6·6 Mtr. mehr der Breite beider Trottoirs, sofern die Bahn 2 Geleise hat.

Zuweilen dient ein und dieselbe Brücke für eine Eisenbahn und eine Straße; hier ist die Breite je nach der Frequenz der Straße 14 bis 15 Mtr.

Dient die Brücke für einen Canal, so richtet sich ihre Breite nach der Weite des Canalbetts und der Breite der Ziehwege. Gewöhnlich erhalten die Aquaducte nur die Breite für den Durchgang eines Canalschiffes. Das Canalbett erhält eine obere Breite von 6 bis 8 Mtr., und jeder Ziehweg 1·3 bis 2 Mtr.

Zweiter Abschnitt.

I. Feste Brücken.

---

1. Hölzerne Brücken.

I. Feste Brücken.

1. Hölzerne Brücken.

a) Brücken aus geraden Hölzern.

α) Balkenbrücken mit einfachen oder künstlich verstärkten Trägern.

§. 6.

Die gewöhnliche Balkenbrücke hat die einfachste Construction, welche man überhaupt einer Brücke geben kann. Es werden vierkantig oder nur an zwei Seiten behauene Balken von einer Unterlage so auf die andere gelegt, daß sie alle eine mit der Achse der Brücke parallele Richtung und einen gewissen Abstand von einander haben. Unmittelbar auf diese Balkenlage wird die Brückenbahn gebracht.

Ist die Entfernung von einem Ufer zum andern für die einfache Balkenlage zu groß, so wird dieselbe entweder durch hölzerne, öfters auch durch gußeiserne Querwände, welche man Joche nennt, unter gewissen Verhältnissen auch durch steinerne Pfeiler unterstützt, oder es werden die Träger der Bahn künstlich verstärkt und erhalten, wenn die Entfernung der Ufer für eine Oeffnung noch zu groß ist, gleichfalls eine Unterstützung durch Joche oder Pfeiler.

Bei den Joch- oder Pfeilerbrücken mit einfachen oder verstärkten Trägern unterscheidet man somit folgende Theile:

1) die Widerlager oder Landfesten;
2) die Joche und Pfeiler;
3) die Träger der Fahrbahn;
4) die Fahrbahn;
5) die Geländer und Gurten;
6) die Eisbrecher.

§. 7.

Widerlager oder Landfesten.

Die Widerlager, welche entweder von Holz oder von Stein sein können, haben einen doppelten Zweck, einmal dienen sie zur Auflagerung der Bahnträger und sodann zur festen Vereinigung der Brücke mit dem Ufer. Wenn sie daher

2*

von der einen Seite einem Vertikaldrucke von dem Gewichte der Construction zu widerstehen haben, so ist es auf der andern Seite der Druck der Hinterfüllungserde, welcher sie um die äußere Kante der Basis zu drehen sucht.

Hölzerne Widerlager pflegt man ihrer geringen Dauer wegen nur selten in Ausführung zu bringen; sie erhalten die gleiche Construction wie die Bohlwerke und es sind die Bohlwerkspfähle stets so tief einzurammen, daß sie nicht allein den obenerwähnten Kräften gehörigen Widerstand leisten, sondern auch ihre feste Stellung durch etwaige Auskolkungen der Fluß- oder Bachsohle niemals gefährdet wird. Gewöhnlich werden die Widerlager massiv aus Steinen hergestellt und man bemißt ihre Stärke lediglich nach dem Erddrucke; hierdurch gewähren sie um so mehr Sicherheit, als der Vertikaldruck der Construction zu Gunsten ihrer Stabilität wirkt.

Eine Hauptregel muß es auch hier sein, die Basis des Widerlagers so tief zu legen, daß keine Unterspülung des Mauerwerks möglich ist.

Bei den Widerlagern, welche an einem strömenden Wasser stehen, hat man aber auch darauf zu achten, daß sie nicht von dem Wasser umgangen werden, und es erfordert dieß einen innigen Anschluß derselben an das natürliche Ufer durch sogenannte Flügelwände.

Diese Flügelwände werden entweder parallel zur Brückenachse oder unter einem gewissen Winkel mit derselben zurückgeführt; in ersterem Falle geschieht der Anschluß des Straßen- oder Eisenbahndammes in Form eines Viertelkegels, in letzterm schließen sich die Böschungsflächen des benannten Dammes genau an die nach der Böschungsebene begränzten Flügelmauern an. In dem ersten Falle müssen die Flügelmauern so weit zurückgeführt werden, daß selbst bei dem höchsten Wasserstande keine Ausspülung derselben möglich wird.

Folgende Tabelle enthält die Dimensionen der Widerlager mehrerer Balken- und Hängwerkbrücken.

Bezeichnung der Brücken.	Lichtweite der Oeffnung.	Widerlags- Höhe von der Basis.	von dem Boden.	Stärke oben.	unten.	in der Mitte.	Bemerk.
	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	
Br. bei Ulm	6·149	2·08	1·6	1·14	1·14	1·14	Straße
„ „ Achern	6·30	2·94	2·1	1·26	1·74	1·56	Eisenbahn
„ „ Oberlauchingen . .	7·5	2·4	2·1	1·6	1·8	1·65	Straße
„ in Baden	6·0	3·0	3·0	0·9	1·5	1·14	Eisenbahn
„ über die Wutach . .	9·9	3·0	2·4	1·5	1·8	1·74	Straße
„ bei Riedlingen . . .	5·57	3·14	2·86	1·43	1·43	1·43	„
„ in Baden	4·35	3·24	2·64	1·14	1·8	1·32	Eisenbahn
„ bei Offenburg . . .	11·1	4·2	1·8	1·2	2·25	1·8	Straße
„ „ Knielingen . . .	6·0	4·5	3·9	0·9	2·1	1·5	„
Stangenbachbrücke . . .	6·0	4·5	3·9	1·26	2·10	1·50	„
Br. in Württemberg . .	5·7	5·0	5·0	1·3	2·1	1·65	„
„ „ „ . .	8·8	5·0	5·0	1·3	2·1	1·65	„
„ bei Rothenfels . . .	9·0	6·6	6·0	1·2	2·1	1·8	„
„ „ Wasserburg . . .	21·5	7·0	6·8	1·9	2·6	2·6	„
„ zu Gent über die Schelde	18·4	9·4	6·7	1·9	3·5	2·9	„

§. 8.

Joche.

Man unterscheidet zweierlei Joche:

1) Eingerammte Joche.

2) Aufgesetzte Joche.

Die Fig. 1, Taf. I. zeigt die Construction eines einfachen eingerammten Joches; auf 5 eingerammten Jochständern ist der Jochholm mit Zapfen und Dübel befestigt.

Die Jochständer sind nicht allein bis zum Feststehen, d. h. so lange einzurammen, bis sie bei der letzten Hitze nur noch um eine kleine dem Vertikaldruck entsprechende Größe in den Boden eindringen, sondern die Spitzen der Pfähle müssen auch so tief stecken, daß ihre feste Stellung selbst bei den größten zu erwartenden Auskolkungen nicht gefährdet wird.

Für eine Jochhöhe von 3 bis 5 Mtr. sind die Jochständer mit Zangen zu umfassen, wie die Fig. 2, 3 und 4 zeigen.

Ist die Jochhöhe noch größer, so wird die obere Bundzange in die Höhe des höchsten Wassers gelegt. Fig. 5.

Bei den aufgesetzten Jochen unterscheidet man das eigentliche Joch und das Grundjoch.

Das Grundjoch, welches dem eigentlichen Joch als Unterlage dient, besteht aus einer Reihe von eingerammten Pfählen, welche mit einer Schwelle bedeckt sind. Schon vor dem Einrammen erhalten diese Grundpfähle an ihrem obern Ende gewöhnlich einen eisernen Hacken, in welchen nach der Aufsetzung der Schwelle das Oehr eines Schraubenbolzens eingehängt wird. Die Grundschwelle des eigentlichen Joches wird sodann gegen die Schwelle des Grundjoches mittelst Bolzen befestigt. Fig. 6.

Oefters geschieht die Verbindung des eigentlichen Joches mit dem Grundjoche dadurch, daß man 2 Reihen Grundpfähle einrammt und die Grundschwelle des erstern zwischen diese letztern einsetzt und verbolzt.

(Noch andere Verbindungsarten im Vortrage.)

Bei hölzernen Jochbrücken, welche stark befahren werden, ist es wegen der öftern Reparaturen der Joche zweckmäßig, sie so zu construiren, daß während die eine Hälfte reparirt wird, die andere noch zur Unterstützung der halben Fahrbahn stehen bleiben kann; eine solche Construction ist aus Fig. 6 ersichtlich.

Sehr hohe Joche kommen mitunter bei dem Eisenbahnbau vor, wenn entweder statt hohen Erdanschüttungen oder bis zur Vollendung steinerner Brücken und Viaducte hölzerne Jochbrücken errichtet werden müssen. Solche hohe Joche können die Construction Fig. 7, 8 und 9 erhalten.

Hat die zu erbauende Jochbrücke ziemlich große Oeffnungen oder wird die Bahn durch Sprengwerke unterstützt, so kann den Jochen auch dadurch eine größere Stabilität gegeben werden, daß man 2 einfache Joche nebeneinander stellt, und ein Doppeljoch construirt.

Welche Construction aber die in einem Flusse stehenden Joche auch haben mögen, sind sie doch immer gewissen Angriffen von Seiten des strömenden Wassers

ausgesetzt, und die Jochständer werden besonders an den Stellen bald geschwächt, welche abwechselnd naß und trocken sind. Dieß hat zunächst Veranlassung zur Construction gußeiserner Joche gegeben, wie solche aus den Fig. 11, 12 und 14 ersichtlich sind.

Die Leichtigkeit und Zierlichkeit solcher Joche macht sie besonders auch geeignet zu Straßen- und Eisenbahnübergängen in der Nähe größerer Städte. Hier können sie die in Fig. 10 angegebene Construction erhalten.

Was die Dimensionen der hölzernen Jochständer anbelangt, so müßten diese eigentlich nach dem Drucke bemessen werden, welchem sie zu widerstehen haben; da jedoch das Holz eine sehr bedeutende rückwirkende Festigkeit hat, so führt eine solche Berechnung zu unpraktischen Dimensionen, und es ist daher rathsam, sich an die durch Erfahrung bestimmten Angaben zu halten.

Für Joche, welche in einem Flusse stehen, mache man die Jochständer:

bei einer Höhe von 2—3 Mtr. $\frac{0{\cdot}24}{0{\cdot}24}$ Mtr. stark,

" " " " 3—4 " $\frac{0{\cdot}3}{0{\cdot}3}$ " "

" " " " 5—10 " $\frac{0{\cdot}3}{0{\cdot}36}$ " "

Die Abstände der Jochständer von Mitte zu Mitte sind 0·75 bis 0·9 Mtr. Die Joche müssen stets parallel mit der Strömung gestellt werden.

§. 9.

Pfeiler.

Weit solidere Unterstützungen wie die Joche sind die massiven steinernen Pfeiler. Es sind dieß in dem Flußbette stehende Mauern, welche gewöhnlich im Verhältniß ihrer Breite sehr schmal sind und eine rechteckige Grundform haben, an deren schmale Seiten sich verschieden geformte Flächen anschließen. Die Achse des Pfeilers ist stets parallel zur Strömung gerichtet.

Die einfachsten Pfeiler sind offenbar die mit rechteckiger Grundform, allein sie können nur dann Anwendung finden, wenn sie entweder ganz im Trockenen oder in einem stehenden Wasser erbaut werden. In strömendem Wasser würde die der Strömung entgegengesetzte Fläche einen Aufstau und eine Seitenströmung verursachen, die für die Fundation des Pfeilers äußerst gefährlich werden könnte; dazu kommt noch, daß die vorderen Kanten desselben bei etwa eintretendem Eisgange unfehlbar abgestoßen würden. Hier bedürfen die Pfeiler jeweils auf die Höhe von dem Fundamente bis über den höchsten Wasserspiegel eines Schutz- oder Vorpfeilers. Die Grundform des Schutzpfeilers ist entweder ein gleichseitiges geradlinigtes Dreieck, oder ein Halbkreis, oder ein sphärisches Dreieck, oder endlich eine halbe Ellipse.

Von allen diesen Formen muß aber offenbar diejenige die beste sein, bei welcher der Schutzpfeiler den kleinsten Aufstau und die geringste Seitenströmung verursacht, dabei aber auch an allen Punkten den Stößen schwimmender Körper genügenden Widerstand entgegensetzt. Nach den von Gauthey angestellten Versuchen

mit Pfeilern von verschiedenen Querschnittsformen entspricht diesen Bedingungen die elliptische Form am ersten; nach dieser folgt das sphärische Dreieck und nach diesem kommt erst der Halbkreis.

Wie sich an die rechteckige Form des Pfeilers der Schutzpfeiler anschließt, so muß auch auf der entgegengesetzten Seite der sogenannte Hinterpfeiler angeschlossen werden, damit das Wasser ohne Widerströme von der Durchflußöffnung der Brücke in das Flußprofil überströmt. Die Form des Hinterpfeilers ist gewöhnlich identisch mit der Form des Schutzpfeilers.

Da es zwecklos wäre, den Schutz- und Hinterpfeiler über dem höchsten Wasser noch fortzusetzen, so schließt man beide an dem Hochwasserspiegel ab und bedeckt sie daselbst mit einer einfachen, der Grundform des Pfeilers entsprechenden Kappe, welche etwa zur Verschönerung mit einer Gurte versehen sein kann.

Die Fig. 1—18. Taf. II. zeigen eine Reihe ausgeführter Pfeiler von verschiedenen Formen. Die gewöhnlich bei Balkenbrücken angewendeten Pfeiler haben die in Fig. 1 und 2 angedeutete Form.

Die Fig. 3, 4 zeigen den Backsteinpfeiler eines Viaducts auf der badischen Eisenbahn.

Was die Anordnung der Steine für die Quader- oder Backsteinpfeiler betrifft, so gibt hierüber der §. 71. der allgemeinen Baukunde den nöthigen Aufschluß, wie auch der sechste Abschnitt derselben das Nähere über die Gründungen der Pfeiler besagt.

Die Bestimmung der Stärke eines Pfeilers kann auch hier nicht in der Art geschehen, daß man lediglich aus dem Verticaldrucke und der rückwirkenden Festigkeit des Materials auf den Pfeilerquerschnitt schließt — man würde hierdurch viel zu geringe Dimensionen erhalten —; die Stärke des Pfeilers muß auch darauf berechnet sein, daß derselbe, vorausgesetzt, daß er in einem strömenden Wasser steht,

1) den Stößen schwimmender Körper, insbesondere dem Treibeise, hinreichend widersteht; und
2) mit den übrigen Verhältnissen des Baues harmonirt.

Die Wirkung der Stöße schwimmender Eisschollen läßt sich theoretisch nicht genau ermitteln, ebenso wenig läßt sich eine Formel aufstellen, welche dem Constructeur das ästhetische und praktische Gefühl ersetzt; man pflegt daher auch die Stärke der Pfeiler für Balken- und Hängwerkbrücken nach der Erfahrung zu ermitteln.

Schon Röder gibt in seinem Brückenbau *) eine empirische Formel zur Bestimmung der Pfeilerstärken, nämlich wenn die Pfeilerhöhe = h:

$$\text{Obere Pfeilerstärke} = \overset{\text{met.}}{0{\cdot}54} + 0{\cdot}2\ h.$$

Diese Formel hat aber offenbar das Mangelhafte, daß sie die Weite der Brückenöffnung, als Hauptelement, nicht enthält; wir geben daher eine andere auf die Erfahrung sich stützende Formel, nämlich

*) Praktische Darstellung der Brückenbaukunde von A. Röder, 2 Thle. Darmstadt 1821.

Obere Pfeilerstärke $= 0{\cdot}762 \overset{\text{met.}}{+} 0{\cdot}147\ h \sqrt[3]{\frac{w}{h}}$, worin

w die Entfernung der Pfeiler von Mitte zu Mitte bedeutet.

Wird ein Pfeiler ziemlich hoch oder will man ihm überhaupt eine breitere Basis geben, so erhalten die Seitenwände einen Anzug von $^1/_{20}$ bis $^1/_{12}$, die untersten Quaderschichten treten hervor und bilden somit einige Absätze.

§. 10.

Träger der Fahrbahn.

Einfache Balkenbrücken für Straßen erhalten in der Regel 6 bis 8 Meter weite Oeffnungen; dabei liegen die Tragbalken, Streckbäume oder Straßenträger 0·75 bis 0·96 Meter von Mitte zu Mitte auseinander und haben eine Stärke von $\frac{0{\cdot}3}{0{\cdot}3}$ bis $\frac{0{\cdot}36}{0{\cdot}3}$ Mtr. Kernhaftes Forlenholz eignet sich vorzugsweise zu den Streckbäumen; selten und höchstens zu den äußersten Streckbäumen verwendet man Eichenholz, da solches nur schwer in den erforderlichen Dimensionen zu erhalten ist. Die Forlenstämme pflegt man nicht immer kantig zu bearbeiten, sondern befreit sie nur von der Rinde und beschlägt sie an 2 Seiten, so daß an allen Punkten die erforderliche Höhe des Querschnitts vorhanden ist.

Sowohl die Jochholme, wie die Mauerlatten der Widerlager, deren Zweck ist, den Druck der Streckbäume zu vertheilen, erhalten an den Auflagerungspunkten kleine Einschnitte und Dübel, um jedwede Verschiebung der Streckbäume zu verhindern.

Nicht immer werden die Streckbäume direct auf die Jochholme oder Mauerlatten aufgelegt, sondern man sucht sie vielmehr durch sogenannte Sattelhölzer zu verstärken; es sind dieß 2·5 bis 2·8 Mtr. lange Balken, welche in den Jochholm verkammt sind. Die Taf. IV. Fig. 1, 2 und 3 zeigt den Aufriß, Grundriß und Querschnitt der Knielinger Albbrücke. Dieselbe hat 2 Oeffnungen von je 6 Meter Weite, welche durch ein eingerammtes Joch getrennt sind. Die $\frac{0{\cdot}36}{0{\cdot}3}$ Mtr. starken Streckbäume sind durch ebenso starke Sattelhölzer verstärkt und liegen 0·96 Mtr. von Mitte zu Mitte auseinander. Die Fahrbahnbeschotterung liegt auf einer 0·065 Mtr. starken eichenen Bedielung und ist zu beiden Seiten durch steinerne Wasserabzugsrinnen begränzt, an welche sich die hölzernen Gurthölzer mit den Geländern anschließen.

Werden die Träger einer Balkenbrücke künstlich verstärkt, dann können die Entfernungen der Stützpunkte bei Straßen 12 bis 18 Mtr., bei Eisenbahnen 4 bis 6 Mtr. betragen.

Die Verstärkung der Träger kann auf verschiedene Arten bewirkt werden:

1) durch Verzahnung oder Verdübelung zweier oder mehrerer Balken aufeinander;
2) durch Uebereinanderlegung zweier oder mehrerer Balken mit dazwischengelegten kurzen Balkenstücken;

3) durch Aufbiegung der Balken und Verspannung derselben mit eisernen Zugstangen, nach dem System von Wiegman;
4) durch Biegung und Verspannung zweier Balken nach dem System von Laves;
5) durch Verbindung zweier vertikal übereinander liegender Balken, mittelst dem Town'schen Gitter oder nach dem System von Howe mittelst Bolzen und Streben.

Am häufigsten ist die Verstärkung durch Verzahnung oder Verdübelung, worüber der §. 75. der Allgem. Baukunde das Nöthige enthält. Die Fig. 4, 5 und 6 zeigen die Construction einer solchen Brücke auf der badischen Eisenbahn*). Die $\frac{0{\cdot}48}{0{\cdot}36}$ starken verdübelten Balken liegen direct unter den Schienensträngen, die Entfernung der Widerlager ist 6 Mtr. Einige Querriegel mit durchgehenden eisernen Bolzen verbinden die 4 Träger miteinander. Neben der Eisenbahn befindet sich eine einfache Balkenbrücke für einen Parallelweg.

Die Fig. 11, 12 und 13 zeigen die Construction einer Balkenbrücke mit verstärkten Trägern, wie sie auf der württembergischen Eisenbahn häufig zu sehen ist.

Die Schienenstränge liegen zwischen je 2 Trägern, welche aus 3 aufeinander durch schräge Dübel und Bolzen befestigten Balken bestehen. Die freiliegende Weite dieser Träger ist 12 Mtr.; ihre Stärke $\frac{1{\cdot}14}{0{\cdot}36}$ Mtr. Zur Verstärkung der Schienenstränge selbst sind 2 Vignolesschienen mit ihren Fußplatten gegeneinander genietet; in Abständen von 2·4 Mtr. befinden sich nun zwischen je 2 Trägern gußeiserne Lagerstühle, Fig. 13, welche die Doppelschienenstränge unterstützen.

Die zweite Verstärkungsart ist aus den Fig. 7, 8 und 9, Taf. IV. ersichtlich, welche eine Oeffnung der Brücke über die Tauber zu Bischoffsheim darstellen.

Im Ganzen hat diese Brücke 5 Oeffnungen von 13·2 Mtr. Lichtweite. Unter jedem Fußwege befinden sich 2 verstärkte Träger, zwischen denen noch zur weitern Vermehrung ihres Tragvermögens 2 nebeneinander stehende Sprengwerke liegen, deren Streben aber von Außen nicht sichtbar sind; durch eine doppelte Lage von Sattelhölzern ist die freie Weite der Träger auf 9 Mtr. verringert. Drei mittelst Bolzen an die Träger und Sprengwerke angehängte Unterzüge sind dazu bestimmt, den Zwischenträgern der Fahrbahn als Unterlager zu dienen.

Die Fahrbahn besteht aus einer Schotterlage, welche auf einem Bohlenbelag von Eichenholz zwischen 2 hölzernen Rinnen liegt. Die Fußwege sind durch hölzerne Geländer mit Andreaskreuzen begränzt.

Widerlager und Pfeiler sind massiv aus Quadersteinen ausgeführt; die Stärke der ersteren geht aus den Zeichnungen Fig. 8 und 10 hervor, letztere haben unten 1·8 Mtr. Dicke.

Brücken der Art mit Trägern, die aus 3 Balken zusammengesetzt sind, wie Fig. 119, Taf. IV. der Allgemeinen Baukunde, haben besonders in manchen Gegenden Oestreichs, sowie auch in Baden und Hessen Anwendung gefunden. In

*) Ist jetzt eine eiserne Brücke.

der Regel erhalten die Träger eine solche Höhe, daß sie gleichzeitig als Geländer dienen können; mehrere an eiserne Bolzen angehängte oder zwischen die beiden untern Balken der Träger eingeschobene Unterzüge tragen die Fahrbahn. Der Vortheil dieser Anordnung ist hauptsächlich der, daß die Brücke bei einer Weite von 12 bis 14 Mtr. nur sehr wenig Raum zwischen Hochwasser und Fahrbahn nöthig hat.

Die dritte Art der Verstärkung kann aus den Fig. 14, 15, 16, 17, Taf. IV., entnommen werden, welche eine über den Oosbach in Baden-Baden ausgeführte Brücke darstellen.

Von sämmtlichen Streckbäumen, welche alle etwas aufgebogen sind, erhielten die beiden äußersten eine angemessene Verstärkung durch eiserne Zugketten; die innern sind auf die beiden Unterzüge einfach aufgedübelt. Eine doppelte 0·045 Mtr. starke Bedielung bildet die Bahn. Für Spannweiten von 10 bis 12 Mtr. ist eine derartige Anordnung für Straßenbrücken, die nicht mit großen Lastwagen befahren werden, um so mehr zu empfehlen, als sie denselben bei einem leichten zierlichen Aeußern doch viel Festigkeit verleiht und dabei nur wenig Raum zwischen Hochwasser und Fahrbahn bedingt.

Die vierte Art der Verstärkung nach dem System von Laves hat in dem Brückenbau noch wenig Anwendung gefunden; eine Brücke von 19 Mtr. Spannweite, in dem Plauenschen Grunde bei Dresden aufgeführt, ist aus den Fig. 21 bis 24 ersichtlich; eine nähere Betrachtung zeigt, daß keine besonderen Vortheile an dieser Construction gefunden werden können, indem sie bei einem großen Aufwand von Material keine größere Tragkraft besitzt, wie z. B. ein einfaches Town'sches Gitter, und die mit der Zeit nöthigen Reparaturen schwierig und kostspielig sind.

Was endlich die fünfte Verstärkungsart betrifft, so hat diese in neuerer Zeit vielfach Anwendung gefunden, indem man mit ihr bei verhältnißmäßig wenig Material Brückenträger für sehr große Spannweiten construiren kann.

Eine kleinere Brücke nach dem System von Town ist aus den Fig. 18, 19 und 20, Taf. IV., ersichtlich. Die Fahrbahn mit den beiderseitigen Trottoirs wird von 2 Gitterwänden getragen, welche auf 12 Mtr. frei liegen und eine Höhe von 1·32 Mtr. haben. Die mit eisernen Zugbändern verstärkten Unterzüge sind mittelst Hängeisen an die Gitterwerke angehängt.

Die Construction größerer Gitterbrücken, sowie der Brücken nach dem Howe'schen System, wird in dem Folgenden bei Gelegenheit der Betrachtung der amerikanischen Brücken näher erläutert werden.

§. 11.
Fahrbahn.

Die Fahrbahn einer Straßenbrücke muß eben, fest und dauerhaft sein; sie besteht entweder:

1) Aus einer einfachen oder doppelten Bohlenlage von Eichenholz; Taf. VIII. Fig. 22.
2) Aus einer Bohlenlage mit Schotter- oder Kiesdecke; Fig. 23 und 24.
3) Aus einer Bohlenlage mit Holz- oder Steinpflaster; Fig. 26.

Es wird hauptsächlich von der Frequenz der Straße abhängen, ob man die eine oder andere Art wählen will, denn wird die Straße nur wenig befahren, so wird stets eine einfache oder besser eine doppelte Bohlenlage für die Fahrbahn das Vortheilhafteste sein, da bei ziemlich langer Dauer derselben noch zwei wesentliche Vortheile erreicht werden, nämlich geringe Belastung der Brückenträger und leichte Reparatur. Der Umstand, daß eine solche Fahrbahn die Brücke am wenigsten belastet, ist öfters Ursache, daß man sie auch bei stark frequentirten Straßenbrücken anzuwenden pflegt. Die Bohlen der untern Lage werden dabei in der Regel quer über sämmtliche Träger dicht nebeneinander gelegt und erhalten eine Stärke von 0·9 Mtr.; die obere Bohlenlage dagegen ist nur für die Fuhrwerke bestimmt und erhält deshalb eine Breite von 4·2 bis 4·5 Mtr. Die Stärke der Bohlen beträgt 0·045 bis 0·06 Mtr. Die Erhaltung des Holzes macht es erforderlich, daß das auf die Brücke fallende Regenwasser möglichst rasch abgeleitet werde, man pflegt daher stets der Fahrbahn eine Wölbung von 0·03—0·06 Mtr. zu geben; um aber die Bohlen nicht ungleich dick machen zu müssen, werden entweder die Träger gegen die Mitte der Brückenachse hin stärker gemacht, oder man läßt sie weniger tief in die Jochholme oder Mauerlatten ein.

Bei Balkenbrücken von geringer Spannweite, die auf sehr frequenten Straßen liegen, ist eine Bohlenlage mit Schotter- oder Kiesdecke der doppelten Bedielung vorzuziehen, denn sie gewährt den Vortheil einer weit größeren Dauer; während vielleicht die obere Bohlenlage in einem Jahre durchgefahren ist, kann die Fahrbahnbedielung mit Schotter- oder Kiesdecke bei sorgfältiger Unterhaltung 10 bis 12 Jahre ohne Reparatur bleiben, was um so mehr berücksichtigt zu werden verdient, als eben dadurch die Communication nur höchst selten gestört wird.

Bei dem gewöhnlichen Abstand der Streckbäume einer Balkenbrücke erhält der Bohlenbelag eine Stärke von 0·075 bis 0·09 Mtr., die Kies- oder Schotterdecke muß mindestens eine Dicke von 0·105 Mtr. bis 0·15 Mtr. haben; ihre Erhöhung in der Mitte richtet sich nach dem Schottermaterial und beträgt $^1/_{60}$ bis $^1/_{40}$ der Fahrbahnbreite.

Die Begränzung der Schotterdecke geschieht entweder durch die beiderseitigen Saumschwellen, Fig. 23, oder durch Rinnen von Holz oder Stein. Fig. 24. Werden durch die obwaltenden Verhältnisse der Frequenz besondere Fußwege geboten, so sind diese etwas gegen die Fahrbahn erhöht und aus einem einfachen Bohlenbelag gebildet, wie die Fig. 25 und 26 zeigen.

Nur bei Brücken in größeren Städten pflegt man öfters die Fußwege zu asphaltiren; dabei ist es alsdann rathsam, um etwaige Risse und Sprünge zu verhüten, den Bohlenbelag zuerst mit einem starken gut getheerten Segeltuche zu überziehen.

Was nun das Holzpflaster betrifft, so dürfte sich dieses mehr nur für gedeckte Brücken eignen, wie für Balkenbrücken, die der Witterung vollständig preis gegeben sind. Selbst das beste Holz, wenn es abwechselnd naß und trocken wird, verliert nach und nach seine Festigkeit; die Abnutzung der Holzbahn an der Oberfläche muß also um so rascher vor sich gehen, als auch noch durch die Pferde und Fuhrwerke eine Zerstörung des Zusammenhangs der Holzfasern unvermeidlich ist.

Dazu kommt aber noch der weitere Umstand, daß das Holz je nach dem Grad der Feuchtigkeit schwindet oder aufquillt, somit die Holzwürfel der Bahn einma zu locker, das andere Mal zu fest werden. Letzteres kann für die Saumschwellen Geländer, Brüstungen und Pilaster ꝛc. sehr nachtheilig sein.

Bei gedeckten Brücken sind die Vortheile des Holzpflasters nicht zu verkennen es bildet eine ebene, etwas elastische Bahn, wodurch etwaige Stöße von de passirenden Fuhrwerken wesentlich gemindert werden; es hat ferner weniger Ge wicht als die Beschotterung, was gerade bei Holzconstructionen, die weit gespreng sind, von Vortheil ist, und gewährt eine lange Dauer.

Man hat bei dem Holzpflaster verschiedene Systeme versucht. Zuerst nahm man einfache Holzwürfel und stellte sie auf die Hirnfläche hart nebeneinander ohne alle weitere Verbindung. Später vereinigte man die Würfel mittelst Dübeln und gab denselben auch öfters die Form des regelmäßigen Sechsecks.

Noch später gab man den einzelnen Blöcken die Rhomboidalform und sucht sie mit Dübeln und kleinen eisernen Klammern miteinander zu verbinden. Ma setzte immer Stücke von 24 Blöcken zusammen und bildete mit denselben einzeln Bänder oder Streifen, die die Achse der Fahrbahn unter einem Winkel von 45 kreuzten. Um die Kopfflächen der Blöcke rauher zu machen, schnitt man mit de Säge 2 Kerben ein. Alle diese Zusammensetzungen der Blöcke hatten aber de Nachtheil, daß der Druck auf einen Block sich nicht genugsam auf die Umgebun vertheilte; man gab daher den einzelnen Blöcken wieder die Rhomboidalform, legt sie aber in anderer Weise zusammen und vereinigte sie mit Dübeln, so daß jede Block mit 4 anstoßenden Blöcken in Verbindung stand. Zu diesem Behufe mußte die Blöcke reihenweise und zwar nach entgegengesetzter Richtung aufgelegt werde und man mußte die Dübelpunkte da annehmen, wo die Vertikalen b c und f d Fig. 27, Taf. VIII., die Diagonale a c durchschneiden; die Rhomboëder selbs müssen dabei so geschnitten werden, daß g b = $\frac{1}{2}$ g f und a g = g f.

Es ist begreiflich, daß diese letzte Construction den Vorzug verdient. Be der Ausführung des Holzpflasters wird man daher vor Allem auf den Bohlen belag eine 0·06 Mtr. hohe Sandschicht führen und darauf die auf obige Ar angefertigten Blöcke, je 24 an einem Stück, aufsetzen.

Was endlich das Steinpflaster anbelangt, so wird dieß äußerst selten be hölzernen Brücken angewendet, indem es dieselben zu sehr beschwert. Nur i größeren Städten, wo eine Brücke sehr häufig befahren wird, kann das Stein pflaster von Vortheil sein, indem es am wenigsten Reparatur erfordert.

Von Béton- oder Asphaltbahnen hat man bei hölzernen Brücken noch weni Gebrauch gemacht, der Grund davon mag wohl darin liegen, daß eine gute Be schotterung in kurzer Zeit beinahe ebenso fest wird wie eine Bétonmasse, dabe aber weniger kostet, und die Asphaltbahn sich zu schnell abnützt.

Die Eindeckung der Eisenbahnbrücken ist meist sehr einfach. Zwischen di Träger werden entweder eichene Bohlen mit ausgeschnittenen Fugen gebracht, ode was bei größern Holzconstructionen zur Verhütung von Feuersgefahr zweckmäßi ist, die Felder zwischen den Bahnsträngen werden mit einem Bohlenbelag einge deckt, und dieser mit einer dünnen Kiesschicht oder mit Asphalt überzogen.

§. 12.

Geländer und Gurten.

Geländer sind nur bei Straßenbrücken absolut nöthig; bei Eisenbahnbrücken können sie weggelassen werden, und ihre Anwendung wird nur dann begründet erscheinen, wenn die Brückenbahn zu beiden Seiten Fußwege hat, welche von Jedermann begangen werden dürfen, wenn etwa die Geländerconstruction als Verstärkung der Träger dienen soll, wenn die Fahrbahn der Brücke sehr hoch über der Thalsohle liegt, oder endlich, wenn das Geländer zur Verschönerung der Construction im Allgemeinen wesentlich beiträgt.

Das Geländer einer hölzernen Brücke wird entweder von Holz oder von Schmiedeeisen, selten von Gußeisen. Seine Construction muß mit dem ganzen Brückenbau harmoniren und darf in keinem Falle zu schwerfällig sein. Die Höhe des Geländers wechselt zwischen 0·9 und 1·2 Mtr. Auf Taf. III. sind mehrere Geländerconstructionen angegeben.

Was die Gurten betrifft, so dienen diese stets zur Verschönerung des Mauerwerks, somit des ganzen Baues; auch sie sind also nicht alsolut nöthig und sollen deshalb auch nie in zu reichem Maße angebracht werden, da hierdurch die Kosten um ein Bedeutendes vermehrt würden. Eine totale Verbannung der Gurten aber würde ebenso wenig zweckmäßig sein, durch sie würde offenbar einem größern Baue ein zu flaches unschönes Aeußere gegeben werden. Die Aufgabe des Ingenieurs ist aber nicht allein die, jeden Bau zweckmäßig und möglichst dauerhaft herzustellen, sondern ihm auch ein gefälliges mit der Umgebung harmonirendes Aeußere zu verschaffen. Eine größere Anzahl von Gurten ist auf der Taf. III. enthalten.

§. 13.

Eisbrecher.

Sowohl in kleinern wie in größern Flüssen und Strömen kommen Eisgänge vor. Das Eis, welches sich an den Ufern sowie an seichten Stellen des Flußbettes während der kältern Jahreszeit angelegt hat, löst sich beim Eintritt einer milderen Temperatur nach und nach los und wird von der Strömung abwärts getrieben. Finden nun die schwimmenden Eisschollen kein Hinderniß, so hat der Eisgang auch keine weitere nachtheiligen Folgen; kommen aber Flußengen oder Brücken mit Mitteljochen oder Pfeilern vor, durch welche der Eisgang seinen Weg zu nehmen genöthigt ist, dann kann er oft sehr gefährlich für die Umgebung werden, indem sich die Eismassen, in ihrem Laufe gehemmt, ansammeln, übereinanderschieben und dermaßen aufthürmen, daß eine förmliche Verstopfung des Profils entsteht, in Folge deren sich das Wasser immer höher und höher anstaut, bis es zuletzt über die Ufer tritt und somit Ueberschwemmungen verursacht. Wenn nun bei den Jochbrücken schon kleinere Eisgänge den Nachtheil haben, daß die Joche durch die heftigen Stöße im Grunde erschüttert und somit gelockert werden, so kommt es nicht selten vor, daß bei größeren Eisgängen die ganze Brücke dem Drucke des davorstehenden Wassers nachgibt und zusammenstürzt.

Um solchen Vorgängen zu begegnen, schützt man die Joche durch Eis-

brecher und bewaffnet die obern Kanten spitziger Pfeiler mit Eisen, damit sich alsdann an diesen die herbeikommenden Eisschollen in kleinere Stücke zertheilen und ohne Nachtheil ihren Weg durch die Brückenöffnungen fortsetzen.

Bei geringen Eisgängen genügt es öfters, die obern Jochständer etwas schräge in das Flußbett einzurammen und mit Eisen zu bewaffnen. Sind aber die Eisgänge bedeutender, so pflegt man besondere Eisbrecher vor die Joche zu stellen, doch nicht so, daß dieselben mit den Jochen in Berührung sind oder gar in einer zu großen Entfernung von denselben, sondern etwa in einem Abstande von 1 bis 3 Mtr., je nach der Höhe des Wasserstandes zur Zeit der Eisgänge.

Die Fig. 15, 16 und 17, Taf. I. zeigen die Construction kleinerer Eisbrecher für 2·5 bis 3 Mtr. Höhe.

Aus den Fig. 18, 19 und 20 ist die Construction größerer Eisbrecher ersichtlich.

§. 14.

Aus obiger Betrachtung der Balkenbrücken mit einfachen oder verstärkten Trägern geht hervor: daß dieselben im Allgemeinen nur wenig Raum zwischen Hochwasser und Fahrbahn erfordern, in ihrer Construction möglichst einfach sind und eine leichte Reparatur gestatten. Insbesondere sind es aber die gewöhnlichen Jochbrücken, welche sich durch ihre Einfachheit und deshalb auch Wohlfeilheit auszeichnen und daher auch häufig Anwendung finden.

§. 15.

Berechnung des Oberbaues einer Brücke im Allgemeinen.

Der Oberbau einer Brücke besteht aus der Brückenbahn und den Brückenträgern; die Berechnung desselben zerfällt daher auch in zwei Theile, und bezieht sich auf die Bestimmung der Dimensionen der Bahntheile und der Träger. Die wichtigste Frage bei dieser Berechnung ist offenbar: Welches ist die größte ruhende Last, die auf eine Brücke möglicherweise kommen kann? Diese Frage hat schon Reichenbach dahin beantwortet, daß unter allen Belastungen einer Brücke diejenige die größte sei, wenn die Brückenbahn dicht mit Menschen besetzt ist; selbst die Belastungen durch Reiter mit Waffen und Pferde, sodann durch achtspännige vierundzwanzigpfündige Kanonen und endlich durch zwölfspännige Frachtwagen sind kleiner, wie das Menschengedränge. Für einen Mann mit Gepäck und Waffen rechnet man 3 □' Raum und 150 Pfund Gewicht, d. i. für 1 □' 50 Pfund oder für den □Meter 278 Kilogr. Die französischen Ingenieure nehmen häufig nur 200 Kil., die amerikanischen nur 140 Kil. an. In der Folge sollen immer für die größte zufällige Belastung einer Straßenbrücke 280 Kil. per □Metr. gerechnet werden.

Bei einer Eisenbahnbrücke ist nicht immer die Belastung durch ein Menschengedränge die größte, besonders wenn dieselbe nur ein Bahngeleise und eine geringe Länge hat. Es bleibt somit in jedem Falle auch zu untersuchen, wie viel das Gewicht eines auf der Brücke befindlichen Eisenbahnzugs beträgt, wobei man von den ungünstigsten Voraussetzungen ausgeht, also z. B. annimmt, daß 2 Locomotiven mit Tender auf der Mitte der Brücke stehen und der übrige Theil der

Bahn, statt mit Wagen, dicht mit Menschen besetzt sei. Das Gewicht einer Locomotive sammt Wasser und Coaks kann zu 22,000 Kilog., das Gewicht eines Tenders zu 5000 Kilog. gerechnet werden*).

Bei einer Canalbrücke bestimmt sich die größte gleichförmig vertheilte Last nach der in dem Canal stehenden Wassermenge. Für die Ziehwege wird die Belastung durch ein Menschengedränge angenommen.

Bei der Berechnung der Fahrbahn einer Straßenbrücke, beziehungsweise bei der Bestimmung der Dimensionen des Bohlenbelags, ist es nicht die gleichförmig vertheilte größte Belastung, welche einen einzelnen Bohlen am stärksten beansprucht, sondern solcher wird mehr belastet, wenn das Rad eines großen Frachtwagens in seiner Mitte steht. Die größten Frachtwagen haben ein Gewicht von 160 bis 200 Centner oder 8 bis 10,000 Kilog. Hiernach ist somit die Fahrbahnbedielung zu berechnen und erhält bei der üblichen Entfernung der Träger gewöhnlich eine Stärke von 0·09 Mtr. Wenn die Fahrbahn keine Beschotterung erhält, so nimmt man in der Regel wegen Abnutzung dieses Bohlenbelags noch einen zweiten 0·06 Mtr. starken Belag wie ersteren von Eichenholz; das Gewicht eines Quadratmeters des doppelten Bohlenbelags ist somit . . . . . . 120 Kilog.
Das Gewicht eines 0·09 Mtr. starken Bohlenbelags mit einer 0·15 Mtr.
hohen Schotterdecke beträgt . . . . 288 „
Dasselbe mit 0·12 Mtr. hohem Holzpflaster . . . . 263·8 „
„ „ „ „ „ Steinpflaster . . . . 453·6 „

Hat man hiernach das Gewicht der Fahrbahn einer Brücke ermittelt, so schreitet man an die Bestimmung der Dimensionen der Träger, deren Belastung besteht:

1) aus dem Gewicht der Fahrbahn,
2) „ der zufälligen Belastung durch ein Menschengedränge,
3) „ dem Eigengewicht der Träger.

Bei Eisenbahn- oder Canalbrücken ist die zufällige Belastung erst nach dem Früheren auszumitteln.

§. 16.

Nöthige Formeln zur Bestimmung der Dimensionen der Träger für Balkenbrücken.

1) Die Träger seien einfache Balken mit rechteckigem Querschnitte von der Breite b und Höhe h, so hat man, für den Fall nur eine gleichförmige Belastung angenommen wird und die Träger mit beiden Enden frei aufliegen, nach §. 61. der Allgemeinen Baukunde

bei 10facher Sicherheit für Eichenholz $b h^2 = \frac{p l^2}{800000}$

„ „ „ „ Tannenholz $b h^2 = \frac{p l^2}{680000}$; wobei

p die Belastung für die Längeneinheit und
l die freiliegende Weite bezeichnet.

*) In England wird eine Tonne per lauf. Fuß Geleise oder 3333 Kilogr. per lauf. Mtr. als zufällige Last angenommen; also für einen Schienenstrang 1666 Klg. per lauf. Mtr.

2) Die Träger seien verzahnt oder verdübelt und haben einen rechteckigen Querschnitt von der Breite b und Höhe h, so hat man nach §. 75. der Allgemeinen Baukunde

bei 10facher Sicherheit für Eichen oder Tannenholz $bh^2 = \frac{pl^2}{540000}$

3) Die Träger seien offen gebaut, d. h. zwischen zwei Balken von rechteckigem Querschnitte seien Balkenstücke eingesetzt. Die Höhe des Trägerquerschnitts sei . . . . h

Breite des Trägerquerschnitts . . . b

Die Entfernung beider Balken . . . h'

so hat man nach §. 76. der Allg. Baukunde

für 10fache Sicherheit und Eichenholz: $\frac{pl^2}{8} = \frac{100000\,b}{h}(h^3 - h'^3)$.

Sind die Träger an beiden Enden eingemauert, so tragen sie die doppelte Last; ist die gleichförmig vertheilte Last in der Mitte concentrirt und sind die Träger frei aufgelegt, so tragen sie nur die Hälfte.

[Berechnung einiger Balkenbrücken im Vortrage.]

β) Hängwerkbrücken.

§. 17.

Werden die Träger einer Brückenbahn durch ein Hängwerk getragen, d. h. durch eine aus Streben, Spannriegeln und Hängsäulen gebildete Holzconstruction, welche sich über den genannten Trägern befindet, so hat man eine **Hängwerkbrücke**. Vermöge dieser Anordnung der Construction haben diese Brücken immer zwei Vortheile:

1) daß sie nur wenig Raum zwischen Hochwasser und Fahrbahn erfordern;
2) daß sie auf ihre Widerlager nur einen Vertikaldruck, aber keinen Horizontalschub ausüben.

Die Träger einer Brückenbahn können natürlich nicht alle durch solche Hängwerke verstärkt werden, weil dadurch der Uebergang gehindert wäre, sondern es geschieht diese Verstärkung nur an den beiden äußersten, öfters auch noch an dem mittlern, oder zuweilen, wenn auf beiden Seiten der Fahrbahn Fußwege liegen, an den zwischen den letztern und der Fahrbahn liegenden Trägern. Alle übrigen Träger werden durch die an den Hängwerken angehängten Unterzüge getragen.

Die Streben der Hängwerke dürfen nicht zu flach liegen, denn je kleiner der Winkel ist, den dieselben mit dem Horizonte machen, desto weniger nehmen sie von der die Bahn treffenden Belastung auf. Der kleinste zulässige Winkel ist 22°.

Bei kleinern Hängwerkbrücken für Straßen und Eisenbahnen gibt man den Hängwerken nur eine Höhe von 1·2 bis 1·35 Mtr., damit sie zugleich als Geländer dienen können. Wird nun bei einem Hängwerk mit einer Hängsäule ein Strebewinkel von 22° angenommen, so kann die Entfernung der Widerlager nur 6 Mtr. betragen. Bei zwei Hängsäulen in der Länge des Spannriegels von 3·6 Mtr. könnte die ganze Spannweite höchstens 9·6 Mtr. sein.

Es geht hieraus deutlich hervor, daß das Hängwerk nur dann für größere Spannweiten zulässig ist, wenn man ihm eine entsprechende Höhe gibt. Für die Höhe der Hängsäulen von 4·2 Mtr. würde man bei der Spannriegellänge von 7·5 Mtr. (Taf. V. Fig. 134 d. Allg. Baukunde) und dem Strebewinkel von 25⁰ eine Spannweite von 25·5 Mtr. erhalten, und es könnte somit im äußersten Falle eine Weite von 30 Mtr. mit dem Hängwerke überbrückt werden, wenn der Strebewinkel noch etwas kleiner angenommen würde. Hängwerke, welche eine größere Höhe als 2 Mtr. haben, bedürfen zur Sicherung ihrer vertikalen Stellung schon seitlicher Verstrebungen; beträgt die Höhe 3 bis 4 Mtr. und darüber, so sind selbst diese nicht mehr hinreichend, und es müssen sämmtliche Hängwerke durch obere Querbalken mit einander verbunden werden, welche stets in einer Höhe von 4 Mtr. über der Bahn angebracht sein müssen, damit die höchsten Lastwagen unter ihnen hindurch passiren können.

Wenn aber bei irgend einer Construction darauf geachtet werden muß, daß die verschiedenen Versatzungen durch den Einfluß der Witterung nicht Noth leiden, so ist dieß bei größern Hängwerkbrücken, wo Alles von der Unveränderlichkeit dieser Versatzungen abhängt; man kam daher zunächst auf den Gedanken, dieselben mit einem leichten Dache zu versehen und somit eine gedeckte Brücke zu construiren. Viele ältere Brücken mit Bedachungen haben auch noch verschalte Seitenwände, um die Construction noch mehr vor Nässe zu schützen; allein wenn man erwägt, daß ein vorspringendes Dach den gleichen Zweck erfüllt wie die Verschalung und letztere noch zudem die ständige Belastung der Brücke vergrößert, ferner der Bahn allen Luftzug entzieht, dem Sturmwind eine große Fläche darbietet, wodurch nachtheilige Seitenausbiegungen zu besorgen sind, endlich der Brücke ein äußerst unschönes Ansehen gibt, so begreift man leicht, daß solche nicht nur ganz unzweckmäßig, sondern sogar schädlich ist.

Bei Eisenbahnen hat man bis jetzt die Hängwerke in Deutschland nur für kleinere Spannweiten angewendet und selbst hier ließ man an den Versatzungen der Streben in die Tragbalken und an den Verbindungen derselben mit dem Spannriegel alle möglichen Verstärkungen eintreten, um die Construction hinlänglich steif und fähig zu machen, die bei dem Darüberrollen der Eisenbahnzüge vorkommenden Erschütterungen und Stöße ertragen zu können. Für größere Spannweiten konnten die Hängwerke um so weniger Eingang finden, als die neueren amerikanischen Holzconstructionen, von denen später die Rede ist, sich als zweckmäßiger bewährt haben, und dabei nicht die große Zahl langer kernhafter Baumstämme bedingen, wie die Hängwerke.

Wie jede hölzerne Brücke in vertikalem Sinne die der größten Belastung entsprechende Stärke besitzen muß, so bedarf sie auch in horizontalem Sinne einen gewissen Grad von Steifigkeit, wodurch sie vermögend wird, einseitigen Stößen, sowie heftigen Windströmungen widerstehen zu können. Diese horizontale Versteifung oder Verstrebung der Brücken geschieht durch Anbringung horizontalliegender Dreiecke, welche sich mit ihrer Grundlinie an die Widerlager anschließen und die man Windkreuze nennt. Hängwerke von 12 Mtr. Spannweite und darüber müssen mit Windkreuzen versehen sein und man pflegt solche unmittelbar

unter den Brückenbahnträgern anzubringen. Bei sehr hohen Hängwerken befindet sich ein zweites System von Windkreuzen zwischen den obern Querverbindungen.

Zur Erklärung der Construction der Hängwerkbrücken folgt die Beschreibung zweier Brücken von verschiedener Spannweite, mit Hinzufügung der vorkommenden Modificationen und Verbesserungen für ähnliche Verhältnisse.

§. 18.

Die Taf. V., Fig. 1 bis 4, zeigt die Brücke über den Dreisamcanal bei Rimburg im Großherzogthum Baden. Sie hat drei gleiche Oeffnungen von 11·4 Mtr. Weite; ihr Unterbau besteht aus 2 Jochen und 2 steinernen Widerlagern. Die Bahn, deren Breite 6 Mtr. beträgt, ruht auf 9 Trägern, wovon die beiden äußersten durch Hängwerke mit 2 Hängsäulen verstärkt sind. Die Streben der Hängwerke sind 3·6 Mtr. lang, $\frac{0·27}{0·24}$ Meter stark und stemmen sich mit ihren untern Enden in gußeiserne Schuhe ein, welche noch senkrechte Geländerpfosten aufnehmen. Die Spannriegel haben 4·2 Mtr. Länge und wurden durch einen Mittelpfosten gegen Ausbiegung gesichert. Mitten durch die Hängsäulen und Pfosten gehen 0·03 Mtr. starke eiserne Bolzen, an welchen die $\frac{0·36}{0·3}$ Mtr. starken Unterzüge hängen.

Dieselbe Construction kann auch für etwas größere Spannweiten mit Beibehaltung der Geländerhöhe Anwendung finden, wenn man den Neigungswinkel der Streben dadurch vergrößert, daß man die letztern statt gegen den äußern Träger, welcher auch Tramen genannt wird, in den Jochholm stemmt, und wenn es die Höhe der Bahn über dem Hochwasser gestattet, noch Sattelhölzer anordnet, wie solches durch die Fig. 5, Taf. V., angedeutet ist.

Wollte man eine solche Brücke für eine Eisenbahn bauen, so müßte sie für ein doppeltes Schienengeleise wenigstens 3 Hängwerke erhalten. Die Streben dieser Hängwerke müßten in gußeiserne Schuhe versatzt und zur Verbindung mit dem Spannriegel in gemeinschaftliche gußeiserne Köpfe, durch welche die schmiedeisernen Hängbolzen gehen, eingesetzt werden.

Bei der Brücke zur Grizena über die Saale, welche 31 Oeffnungen von 12 Mtr. Spannweite hat, wurde das Gußeisen, vermuthlich der Kosten wegen, vermieden, dafür aber hat man an dem Hängwerke jedwede Beweglichkeit dadurch unstatthaft gemacht, daß in die Winkelräume zwischen Streben und Spannriegel kräftige verzahnte Hölzer eingesetzt und verbolzt wurden. Die Brücke hat ebenfalls ein doppeltes Geleise und die Bahn wird von 4 Hängwerken, 2 äußern und 2 mittlern, getragen.

§. 19.

Eine gedeckte Brücke, im Königreich Württemberg ausgeführt, sieht man aus den Figuren 1, 2, 3, Taf. VI.

Die Brücke hat eine Oeffnung von 21 Mtr. Weite; die Bahn, deren lichte Breite 5·4 Mtr. beträgt, wird von 2 Hängwerkrippen getragen; jede Rippe ent-

hält 2 Hängwerke, eines mit doppelten Streben und einer Hängsäule, und eines mit einfachen Streben und 2 Hängsäulen; es sind somit 3 Hängsäulen in einer Entfernung von Mitte zu Mitte von 4·95 und 5·1 Mtr. Sämmtliche Hölzer für die Streben, Spannriegel und Hängsäulen haben eine Stärke von $\frac{0·3}{0·3}$ Mtr.; die Hängsäulen sind doppelt. Die Rippen haben von der Brückenbahn an gemessen eine Höhe von 4·56 Mtr.; in dieser Höhe liegen die Querverbindungsbalken und beginnt die Bedachung. Die Fahrbahn, bestehend aus einem Holzpflaster, welches auf einer Lehmlage und mit dieser auf einem Bohlenbelag ruht, wird von 7 Streckbäumen getragen, die auf $\frac{0·42}{0·3}$ Mtr. starken Unterzügen liegen.

Sowohl unter der Bahn als oben zwischen den Querverbindungen befinden sich Windkreuze zur Verhütung horizontaler Seitenschwankungen der Brücke.

Die Widerlager haben bei ihrer Höhe von 3·84 Mtr. eine untere Stärke von 1·8 und eine obere von 1·5 Mtr.

An den Seiten ist die Brücke mit einer Verschalung versehen.

§. 20.

Nöthige Formeln zur Berechnung der Hängwerkbrücken.

Es sei:

p die Belastung auf die laufende Längeneinheit des Tramens;

2a die Spannweite;

n die Anzahl der in gleicher Entfernung angebrachten Hängsäulen;

so ist jeder Theil des Tramens zwischen 2 Hängsäulen für die gleichförmig vertheilte Last $\frac{2\,a\,p}{n+1}$ zu berechnen.

Der Zug an einer Hängsäule wäre ebenfalls $\frac{2\,a\,p}{n+1}$; folglich wenn von dieser Hängsäule 2 Streben ausgehen und dieselben den Winkel α mit der Vertikalen machen, die Pressung nach einer Strebe $= \frac{a\,p}{(n+1)\,\text{Cos}\,\alpha}$ und der Horizontalschub $\frac{a\,p}{n+1} \cdot \text{tang}\,\alpha$.

Gehen von der Hängsäule eine Strebe und ein Spannriegel aus, dann ist die Pressung nach dem letztern gleich dem Horizontalschub.

Nach den hieraus entspringenden Pressungen und Spannungen sind die Dimensionen der einzelnen Theile der Hängwerke nach der in den §§. 60—66. der Allgem. Baukunde enthaltenen Lehre von der Festigkeit der Körper zu bestimmen.

[Berechnung einer Hängwerkbrücke im Vortrage.]

Bei obiger Berechnung wurde von der Voraussetzung ausgegangen, daß die Träger des Hängwerks an den Aufhängepunkten durchschnitten seien; wenn dieß nicht angenommen wird und die Träger reichen von einem Widerlager zum andern, so sind die Züge an den Hängsäulen nach der Lehre der elastischen Linie, §. 4. und 5. des Anhanges der Allgem. Baukunde zu bestimmen.

γ) Sprengwerkbrücken.

§. 21.

Werden die Träger einer Brückenbahn durch Sprengwerke unterstützt, deren Streben sich gegen unverrückbare Widerlager stemmen, so erhält man die **Sprengwerkbrücke**.

Da die Streben der einzelnen Sprengwerke nicht wohl unter 25° gegen den Horizont geneigt und ihre Stützpunkte vom Wasser nicht berührt werden dürfen, so erfordert eine solche Brücke stets einen mehr oder weniger großen Raum zwischen Hochwasser und Fahrbahn, je nach der zu überbrückenden Weite.

Läßt sich dieser Raum unbeschadet anderer Verhältnisse leicht gewinnen oder ist er schon in der natürlichen Höhenlage der Brückenbahn gegen den Wasserspiegel des zu überschreitenden Flusses begründet, dann hat die Sprengwerkbrücke entschiedene Vortheile vor den gewöhnlichen Balken- oder Hängwerkbrücken, nämlich sie gestattet größere Spannweiten, die Brückenbahn kann beliebig oft unterstützt werden, die Construction ist auf ihre größte Höhe mit den Widerlagern vereinigt, erhält daher viel Stabilität, die Constructionstheile sind von der Bahn bedeckt und daher vor Nässe geschützt, die Querverbindungen können in beliebiger Zahl unter der Bahn angebracht werden, und endlich sind Reparaturen eher ohne besondere Stützung der Bahn möglich, wie bei den Hängwerken.

Größere Sprengwerkbrücken haben allerdings auch wieder Nachtheile, die ihrer Anwendung hindernd entgegentreten, und die gerade in neuerer Zeit, wo man mit den amerikanischen Constructionen von Town und Howe bekannt geworden ist, sie noch mehr verdrängten; diese Nachtheile bestehen darin: daß die Widerlager wegen dem Horizontalschub eine **bedeutende Stärke** erfordern, wodurch die Kosten des Mauerwerks vermehrt werden, sodann daß die Construction der Sprengwerke **lange kernhafte Stämme** bedingt, die nicht an allen Orten zu haben sind.

In dem §. 88. der Allgemeinen Baukunde sind bereits die Sprengwerke an und für sich als Verstärkungsconstructionen für verschiedene Spannweiten betrachtet worden.

Bei einer Sprengwerkbrücke hat man immer eine der Breite und Belastung der Bahn entsprechende Anzahl von Sprengwerken in gleicher Höhe zwischen die beiderseitigen Widerlager zu setzen und mit einander zu verbinden; horizontalen Ausbiegungen oder Schwingungen wird durch ein oder mehrere Systeme von **Windstreben** begegnet.

Bei Straßenbrücken pflegt man sodann unmittelbar auf die Sprengwerke den Bohlenbelag der Fahrbahn zu legen, während bei Eisenbahnübergängen, wo auf eine möglichste Vertheilung des Drucks zu sehen ist, gewöhnlich zuerst Querbalken aufgekämmt werden, auf welchen die Langschwellen der Bahn ruhen.

§. 22.

Die Fig. 8, 9 und 10, Taf. VI., stellen eine Construction dar, welche in Württemberg für Straßenbrücken in ähnlichen Fällen als Norm gilt. Auf 15 bis 18 Mtr. Weite zwischen den Stützpunkten werden für eine Fahrbahnbreite von

6 Mtr. 3 doppelte Sprengwerke aufgestellt. Die Streben und Spannriegel jedes einzelnen Sprengwerks sind $\frac{0{\cdot}3}{0{\cdot}3}$ Mtr. stark und werden durch Dübel und Bolzen mit einander verbunden. Auf 7 eichenen Unterzügen, welche theils unmittelbar, theils mittelst Pfosten auf die Sprengwerke gestützt sind, liegen 5 Streckbäume als Unterlage für die aus einer doppelten Bohlenlage bestehenden Fahrbahn. Zwischen den benannten Unterzügen sind Windstreben angebracht. Einfache hölzerne Geländer begränzen die Fahrbahn.

Bei andern Sprengwerkbrücken für Spannweiten von 18 bis 20 Mtr. hat man statt der doppelten Sprengwerke mehrere einzelne mit parallel- oder verschieden geneigten Streben aufgestellt und sie durch normal auf letztere gerichtete Zangen verbunden, die an den Tragbalken befestigt sind.

Diese Anordnung verdient in sofern vor der erstern den Vorzug, als Reparaturen an den Sprengwerken selbst leichter ohne besondere Stützung der Bahn vorgenommen werden können, und die Streben hauptsächlich nur auf ihre rückwirkende Festigkeit beansprucht sind, folglich die Gefahr einer Ausbiegung um so weniger zu gewärtigen ist, als sie durch die Zangen zwischen ihren Enden gefaßt und an feste Punkte angehängt sind.

§. 23.

Eine solche Construction, für eine provisorische Eisenbahn angewendet, ist auf Taf V. durch die Fig. 6, 7, 8, 9 dargestellt. Bei dem Baue der steinernen Brücke über den Neckar bei Ladenburg, welcher mehrere Jahre dauerte, ließ man nämlich die Züge über eine Nothbrücke gehen, um mit der Eröffnung der Bahn nicht bis zur gänzlichen Vollendung der ersteren warten zu müssen. Die ganze Länge der Nothbrücke betrug 442·5 Mtr. und bestand aus 9 größeren Oeffnungen von je 30 Mtr., und 23 kleineren Oeffnungen von je 7·5 Mtr. Weite. Von den letztern befanden sich 18 auf dem linkseitigen und 5 auf dem rechtseitigen Neckarufer. In jeder Oeffnung sind 2 Tragrippen in einer Entfernung von 2·1 Mtr. von Mitte zu Mitte aufgestellt. Diese Tragrippen einer großen Oeffnung bestehen aus 5 Sprengwerken, die theilweise über-, theilweise nebeneinander liegen und durch 7 Zangenpaare mit dem Tragbalken verbunden sind. Wie aus dem Grundrisse ersichtlich, sind die Streben der Sprengwerke nicht alle in derselben Vertikalebene, sondern gehen von der Mitte gegen die Stützpunkte hin etwas auseinander, um gleichzeitig als Seitenverstrebungen gegen horizontale Ausbiegungen zu dienen.

Zur Herstellung der Bahn legte man auf beide Tragrippen in Entfernungen von 1·05 Mtr. von Mitte zu Mitte Querbalken, und auf diese die Langschwellen zur Aufnahme der Schienen. Zum Schutze gegen ein Abgleiten der Räder der Locomotive waren noch zwei weitere ebenfalls mit Schienen versehene Langschwellen neben erstere gelegt. Im Uebrigen war die Bahn zwischen den Geländern und Langschwellen mit 0·06 Mtr. starken Bohlen bedeckt und der mittlere Theil der Bohlenlage mit Kies überworfen.

Die Joche, deren Höhe 12 Mtr. betrug, waren aufgesetzte und erhielten die aus Fig. 9 ersichtliche Construction.

Um feste Widerlagspunkte zu erhalten, führte man Massive von Mauerwerk auf, die sich gegen den festen Boden stützten und zur Aufnahme starker Schwellen dienten, gegen welche sich sodann die Sprengstreben anstemmten.

In Bezug auf die Ausführung der Brücke mag bemerkt werden, daß sämmtliche Hölzer auf dem Werkplatze abgebunden und zusammengesetzt wurden, und daß man sich alsdann bei dem Aufschlagen der Hauptsprengwerke theils hängender, theils fester Gerüste bediente.

Die die Brücke passirenden Locomotiven verursachten Senkungen von 0·06 Mtr.

Die Kosten der Brücke betrugen 65,000 Gulden.

§. 24.

Die Taf. V., Fig. 10, 11, 12, gibt die Construction der Neckarbrücke bei Cannstatt. *) Diese Brücke führt die Eisenbahn, nachdem sie den sogenannten Rosensteintunnel verlassen, über die Straße von Stuttgart nach Cannstatt, über den Mühl- und Floßcanal und den längs demselben hinlaufenden Leinpfad, über eine schmale Landzunge sofort über den Neckar und jenseits desselben noch auf eine gewisse Entfernung über die Neckarthalsohle.

Die Niveauverschiedenheiten der Straße, des Leinpfades und Canals gestatteten jedoch nicht, ein und dasselbe Constructionssystem von einem Ende der Brücke bis zum andern anzunehmen, sondern erforderten für die Ueberbrückung der Staatsstraße eine Balkenbrücke mit drei Unterstützungen und für die Ueberbrückung des Neckars eine Sprengwerkbrücke mit 9 Oeffnungen, also 8 Pfeilern und 2 Widerlagern, welch letztere mit Durchgängen, einerseits für den Leinpfad, andererseits für die jenseitige Straße, versehen sind. Mit dem Hauptübergang mußte noch ein Fußsteg verbunden werden, und es wurde dieser an die mittlern Träger der Eisenbahnbrücke angehängt. Die Inundationsverhältnisse der Umgebungen von Cannstatt erforderten eine Gesammtdurchflußweite der Brücke von 200·2 Mtr. Das Hochwasser von 1824 stieg an der Brückenbaustelle 4 Mtr. über den mittlern Wasserstand des Neckars und befand sich in der Mitte der Brücke noch 5·14 Mtr. unter der Oberfläche der Schienen. Die erforderliche Lichtweite für eine Brückenöffnung beträgt 21·45 Mtr. Die Brücke liegt nicht nur in einem Gefälle von 1 : 125, sondern auch in einem Bogen von 514·8 Mtr. Halbmesser. Die einzelnen Sprengwerke mußten daher nach diesem Gefälle abgebunden werden, während der Krümmung der Brücke dadurch Rechnung getragen wurde, daß man die einander gegenüberstehenden Seiten je zweier Pfeiler parallel, die Pfeiler selbst mithin auf der concaven Seite schwächer anlegte, als auf der convexen. Die Gründung der Brücke bot keine außerordentlichen Schwierigkeiten, da die Beschaffenheit des Flußbettes, welches bis auf eine beträchtliche Tiefe aus ziemlich gleichartigen Geschieben besteht, die Anwendung von Pfahlrösten anzeigte. Nachdem diese Geschiebe auf die erforderliche Tiefe ausgebaggert waren, wurden die Pfähle geschlagen, zwischen und um dieselben eine etwa 0·56 Mtr. starke, möglichst ebene Schichte Béton eingebracht, und auf diese ein Kasten versenkt, welcher

*) Ist in diesem Jahre durch eine eiserne Bogenbrücke ersetzt worden.

nach einmaligem Auspumpen leicht wasserfrei erhalten werden konnte, bis die Pfähle abgeschnitten, der Béton abgeglichen, eine mit Zugeisen verbundene 0·06 Mtr. starke Bohlenlage gelegt und die Grundquaderschichten versetzt waren.

Die mittlere Stärke der Pfeiler beträgt über dem Sockel 3·14 Mtr., auf der Höhe der Stützpunkte 2·57 Mtr., oberhalb der Stützpunkte 1·43 Mtr. Die Höhe derselben vom Roste bis auf das Bahnniveau beträgt im Mittel 10·86 Mtr.

Die Sprengwerke der Brücke in einer Oeffnung bestehen aus 6 Rippen, wovon die 4 mittlern die beiden Geleise der Bahn unterstützen, die beiden äußern zur Gewinnung der nöthigen Breite der Brücke und zur Unterstützung der Geländer dienen. Die Construction und Dimensionen der einzelnen Sprengwerke zeigt Fig. 10 und ist in Beziehung auf dieselben nur zu bemerken, daß die Streben und Hängsäulen der äußern Rippen aus Eichenholz bestehen, während die übrigen Bestandtheile der Rippen von Nadelholz ausgeführt sind.

Sämmtliche Streben stemmen sich gegen gußeiserne Schuhe, Fig. 17, auch die Querverbindungen sind von Gußeisen. Fig. 16, 16ª 16ᵇ. Die vertikalen Hängsäulen, deren beide mittlere bei den 4 äußeren Rippen nur in kurzen Stückchen Holz bestehen, sind auf die in Fig. 15 angegebene Weise seitwärts an die Längenbalken angekämmt.

In unmittelbarem Zusammenhange mit den Querverbindungsrahmen stehen die horizontalen Windstrebenbänder der Brückenfächer, welche den bei dem Ueberfahren eines Eisenbahnzuges nicht unbeträchtlichen Seitenschwankungen entgegen wirken. Sie sind von 0·016 auf 0·04 Mtr. starkem Flacheisen angefertigt. Fig. 11, 18, 19. Um endlich die Oscillationen, welche die einzelnen Brückenfächer bei dem Ueberfahren eines Eisenbahnzuges erleiden, nicht ausschließlich auf die Pfeiler der Brücke wirken zu lassen, sondern derselben in der Fahrbahn selbst einen kräftigen Widerstand entgegenzusetzen, sind die Längenbalken aller Brückenfächer mittelst Sattelhölzer zu einem Ganzen verbunden. Die ganze Fahrbahn der Brücke ist mit 0·11 Mtr. starken verdübelten tannenen Bohlen bedeckt, welche auf die Längenbalken festgenagelt sind. Auf diese Bohlenlage sind sofort 0·16 Mtr. starke eichene Langschwellen angeschraubt, von welchen die 4 innern die Schienen, die zwei äußern die Geländer der Brücke tragen. Das Geländer der Brücke besteht aus hölzernen Andreaskreuzen, welche mit den horizontalen Geländerhölzern durch Bolzen verspannt sind. Fig. 13 und 14. Die Construction des Fußstegs ist aus der Zeichnung ersichtlich. Eine der schwierigsten Aufgaben bei größern nicht bedeckten Holzbrücken bleibt stets die, denselben gegen das Eindringen von Nässe den gehörigen Schutz zu geben. Im vorliegenden Falle wurde dieser Zweck theils mit Blech, theils mit Asphalt erreicht. Mit Blech bedeckt sind die Streben der äußern Bünde, die Langschwellen der Schienen, sowie des Geländers, und endlich sind die Andreaskreuze des Geländers mit blechernen Schuhen versehen. Mit Asphalt bedeckt ist die Bohlenlage der Brücke zwischen den Langschwellen. Der Asphaltüberzug ist auf ausgespannter Sackleinwand angebracht und schließt an Streifen von Asphaltpappe. Um den Abfluß des Tagewassers zu erzielen, sind zwischen den Geleisen muldenförmige Vertiefungen in den Bohlenboden gearbeitet, an welche sich die Asphaltirung anschließt.

Sämmtliche Holztheile erhielten nach vollkommener Austrocknung einen Oelfarbanstrich.

§. 25.

Nöthige Formeln zur Berechnung der Sprengwerkbrücken.

1. Widerlager.

Das Widerlager einer Sprengwerkbrücke wird unter der Voraussetzung berechnet, als stünde es frei und hätte nur von einer Seite her einen Horizontalschub auszuhalten, also entweder den Erddruck von der einen, oder den Druck der Construction von der andern Seite, welcher eben der größere ist. In den meisten Fällen wird der letztere auch der größere sein, und das Widerlager wird entweder eine Drehung um die äußere Kante A, Fig. 31, Taf. VIII. der Basis annehmen, indem sich das Mauerwerk nach der Linie AG trennt, oder es wird auf der Basis AD verschoben.

a) Berechnung auf Drehung.

Es sei: d die Stärke des Widerlagers an der Basis;
h die ganze Höhe desselben;
h′ die Höhe des Angriffspunktes des Horizontalschubs von der Basis;
l die Länge des Widerlagers;
LK = n die Höhe } des Ausschnitts;
IK = m die Tiefe }
EF = a; CE = a′; Winkel CGE = α
p die Last auf die Längeneinheit des Trägers eines Sprengswerks;
π ein zufälliges Gewicht in der Mitte der Oeffnung F;
s die Anzahl Sprengwerke;
γ das Gewicht der Cubikeinheit Mauerwerk,

so hat man, wenn der Vertikaldruck der Construction in dem Punkt C wirksam gedacht und die Cohäsion des Mauerwerks vernachlässigt wird:

$$\text{den Vertikaldruck } V = s\left\{p\,(a + a') + \frac{\pi}{2}\right\}$$

$$\text{den Horizontalschub } H = s\left\{p\,\left(a + \frac{a'}{2}\right) + \frac{\pi}{2}\right\} \operatorname{tang} \alpha$$

daher:

$$H.h' = V.d + \frac{d^2 h l \gamma}{2} - \frac{m^2 n l \gamma}{2} - \frac{d^2 h' l \gamma}{3}$$

und hieraus:

$$d^2 + d.\frac{6V}{(3h - 2h')l\gamma} = \frac{3}{(3h - 2h')l\gamma}\left\{2Hh' + m^2 n l \gamma\right\}$$

also:

$$d = -\frac{3V}{(3h - 2h')l\gamma} + \sqrt{\frac{3}{(3h - 2h')l\gamma}\left\{2h'H + m^2 n l \gamma + \frac{3V^2}{(3h - 2h')l\gamma}\right\}}$$

für m = n = o

$$d = -\frac{3V}{(3h - 2h')l\gamma} + \sqrt{\frac{3}{(3h - 2h')l\gamma}\left\{2h'H + \frac{3V^2}{(3h - 2h')l\gamma}\right\}}$$

b) Berechnung auf Verschiebung.

Eine Verschiebung des Mauerwerks kann entweder in der Höhe der Stützpunkte oder auf der Basis stattfinden, je nachdem das Widerlager hoch oder nieder ist.

Bedeutet μ den Coefficienten der Reibung zwischen dem Mauerwerk und dem Fundament, so hat man:

$$H = \mu \{h d l \gamma - m n l \gamma + V\}$$

daher:

$$d = \frac{H - \mu (V - m n l \gamma)}{\mu h l \gamma}$$

Der Werth von μ wechselt zwischen 0·5 und 0·75.

2. Pfeiler.

Ist wieder:

h die Höhe des Pfeilers;

h' „ „ „ Angriffspunktes des einseitigen Horizontalschubs, welcher entsteht, wenn eine Bahn belastet, die andere unbelastet ist;

d die Pfeilerdicke;

V der Vertikaldruck von der belasteten Brückenbahn;

H — H' der Horizontalschub;

γ Gewicht des Mauerwerks,

so hat man die Gleichung in Bezug auf Drehung um die Kante der Basis.

$$(H - H') h' = V d + \frac{d^2 h l \gamma}{2} \text{ und hieraus}$$

$$d = -\frac{V}{h l \gamma} + \sqrt{\frac{2 (H - H') h'}{h l \gamma} + \left(\frac{V}{h l \gamma}\right)^2}$$

3. Sprengwerke.

Hat man das Gewicht der Brückenbahn und der zufälligen Belastung ausgemittelt, so läßt sich der Gesammtdruck auf ein Sprengwerk, und daraus auch der Druck auf jeden einzelnen Unterstützungspunkt leicht berechnen. Die Vertheilung des Drucks auf die Stützpunkte kann wieder, wie bei den Hängwerken, einfach nach der Lehre der parallelen Kräfte oder nach der Theorie der elastischen Linie geschehen, §§. 4. und 5. der Allgem. Baukunde.

Bedeutet nun: D den Druck auf einen Unterstützungspunkt;

α den Winkel, welchen die Strebe mit der Vertikalen macht,

so ist die Pressung nach der Strebe:

$$\frac{D}{\operatorname{Cos} \alpha}$$

die Pressung nach dem Spannriegel oder der Horizontalschub:

$$D \operatorname{tang} \alpha.$$

Hiernach werden die Dimensionen dieser Theile bestimmt.

Der Träger des Sprengwerks wird hauptsächlich auf seine relative Festigkeit in Anspruch genommen, es können daher die Dimensionen desselben nach dem Vertikaldrucke oder der entsprechenden Belastung bemessen werden.

Die Spannriegel eines Sprengwerks haben sowohl einer Längenpressung wie einer senkrecht wirkenden Belastung zu widerstehen und sind daher auf rückwirkende und relative Festigkeit zu berechnen.

δ) Häng- und Sprengwerkbrücken.

§. 26.

Wird die Brückenbahn theils durch Häng- und theils durch Sprengwerke getragen, so entsteht die **Häng- und Sprengwerkbrücke.**

Wenn die reine Hängwerkbrücke für Spannweiten bis zu 30 Mtr., und die reine Sprengwerkbrücke bis zu Spannweiten von 45 Mtr. anwendbar ist, so kann mit der Häng- und Sprengwerkbrücke, bei hinlänglichem Raume zwischen Hochwasser und Fahrbahn, eine freie Weite von 70 und 80, ja von 100 Mtr. überschritten werden.

Schon im Jahr 1757 baute der Zimmermann Johann Ulrich Grubenmann eine Häng- und Sprengwerkbrücke über den Rhein bei Schaffhausen, welche zwei Oeffnungen hatte, eine von 51·9 Mtr. und die andere von 58·8 Mtr. Spannweite; und im Jahre 1778 construirte derselbe Zimmermann in Gemeinschaft seines Bruders eine Brücke über die Limmat bei der Abtei Wettingen, welche eine Spannweite von 118·89 Mtr. hatte. Leider konnten an beiden Bauwerken keine Erfahrungen über ihre Haltbarkeit gemacht werden, da sie schon in den Jahren 1799 durch Brand zerstört worden sind. *)

Unter andern Brücken der Art, wovon man Zeichnungen in den ältern Werken über Brückenbau findet, verdient noch besondere Erwähnung die im Jahr 1808 in Galizien durch den Straßenbaudirector Groß ausgeführte Häng- und Sprengwerkbrücke von 99 Mtr. Spannweite, deren Construction in einfachen Linien auf Taf. VI. Fig. 16 angegeben ist.

Eine einfache Betrachtung dieser älteren Constructionen zeigt jedoch schon deutlich ihre Mängel, welche darin bestehen: daß sie

1) zu viel langes kernhaftes Bauholz erfordern;
2) daß die Last des Brückenholzes zu groß ist;
3) die Reparaturen schwer und kostspielig sind;
4) die Widerlager sehr stark sein müssen.

In Nordamerika, wo vortreffliches Bauholz im Ueberfluß vorhanden ist, und der Holzbrückenbau auf einer hohen Stufe der Vollkommenheit steht, findet man keine Nachahmungen dieser schwerfälligen Häng- und Sprengwerke; statt ihrer wurden neue Systeme ausgeführt, mittelst welcher bei dem Minimum von Materialaufwand Spannweiten von 50 bis 60 Mtr. überbrückt werden konnten. Die Nothwendigkeit zur Annahme noch größerer Weiten als 60 Mtr. ist nur in äußerst seltenen Fällen vorhanden, denn fast immer können Mittelpfeiler angeordnet werden, und man wird deshalb um so weniger zu einer Häng- und Sprengwerkconstruction von größerer Spannweite greifen, als die Erfahrung gelehrt hat, daß die Holzbrücken alsdann überhaupt nicht mehr zweckmäßig sind.

*) Zeichnungen findet man in: Traité de la Construction des Ponts par M. Gauthey. Paris 1813. Tome II. Seite 57 und 60. — Ferner in Müller's Brückenbaukunde.

Die einzelnen Verbindungen der Construction eines Häng- und Sprengwerks sind im Allgemeinen dieselben, wie die der reinen Häng- oder Sprengwerke; nur zwei Stellen derselben verdienen eine nähere Beleuchtung, die Kreuzungen der Streben mit den Tramen, und die Versatzungen der Streben auf den Widerlagern. Die ersteren werden auf mehrere Arten dargestellt, entweder durch Verblattung beider Hölzer, oder durch Versatzung der Streben in die Tramen, oder durch Anwendung eines doppelten Tramens, welcher die Streben zangenartig umfaßt, oder endlich dadurch, daß man die Streben an der Seite des Tramens vorbeigehen läßt. Die letztere Anordnung ist die gewöhnlichste und wohl auch die vortheilhafteste, indem bei ihr weder eine Schwächung der Strebe noch des Tramens eintritt — wohl tritt auch bei der vorletzten Anordnung keine Schwächung ein, allein sie erfordert mehr Material und ist somit kostspieliger.

Gewöhnlich sind es nur die Anordnungen, Fig. 11 bis 15, Taf. VI., welche bei der Construction der Häng- und Sprengwerkbrücken in Anwendung kommen, und zwar die Anordnungen Fig. 11, 12, 13 für Spannweiten von 11·5 bis 14 Mtr., Fig. 14 und 15 für Spannweiten von 18 bis 30 Mtr. Bei den letzteren erreichen schon die Hängsäulen eine solche Höhe, daß die einzelnen Tragrippen mit einander durch obere Querzangen verbunden sein müssen, daher auch den Brücken, der Erhaltung des Holzes wegen, eine Bedachung und nicht selten eine Verschalung gegeben wird. Eine solche Bedachung, obwohl sie das Gewicht der Construction bedeutend vermehrt, erscheint bei größern Holzbrücken, die viele Versatzungen haben, um so eher gerechtfertigt, als deren Festigkeit und Dauer von der Erhaltung letzterer abhängt. Daß das Dach an und für sich möglichst leicht construirt sein muß, versteht sich wohl von selbst. Was aber die Verschalung betrifft, so sollte diese aus den schon oben bezeichneten Gründen möglichst vermieden werden.

Die Versatzungen der Streben auf den Widerlagern sind ebenfalls verschieden, und zwar je nach dem Material, aus welchen die letztern ausgeführt werden. Stemmen sich die Streben gegen einen massiven Quaderbau, so werden sie am einfachsten in die Quader eingesetzt, und man wird vorzugsweise an die Versatzungsstellen möglichst lange und harte Steine wählen. Hat das Widerlager aber nur eine Quaderverkleidung und besteht im Uebrigen aus rauhem Mauerwerk, so dürfte eine directe Versatzung in die Verkleidungsquader nur für kleinere Spannweiten noch angehen, für größere hingegen muß eine Vertheilung des Drucks auf das ganze Widerlager angestrebt werden. Am Besten wird diese Vertheilung bewirkt durch einen starken eichenen Mauerbalken, gegen welchen sich alle Streben anstemmen. Obgleich nun diese Mauerbalken immer über dem höchsten Wasser liegen müssen, so verlieren sie doch, wie alles Holz, nach und nach ihre Festigkeit und müssen durch neue ersetzt werden, was nicht allein sehr mühsam, sondern auch sehr kostspielig ist, indem die Brücke provisorisch unterstützt und etwas gehoben werden muß. Man hat deshalb diese Mauerbalken öfters durch gußeiserne Winkelplatten oder Lagerschuhe ersetzt, und diesen zur Vertheilung des Drucks eine möglichst große Basis gegeben. Derartige Gußplatten dürften insbesondere bei Eisenbahnbrücken den Vorzug verdienen, weil hier ein Eindrücken

der Streben in die Mauerbalken am meisten zu befürchten ist, und größere Reparaturen für den Betrieb sehr nachtheilig sind. Ebenso sind bei diesen Brücken, ähnlich wie bei den reinen Hängwerken, gewisse Verstärkungen anzuordnen, um jede Beweglichkeit oder Formänderung der Construction thunlichst zu verhindern.

Im Allgemeinen müssen bei der Construction aller hölzernen Brücken, insbesondere aber der Häng- und Sprengwerke, folgende Regeln befolgt werden:

1) Die Tragrippen sollen bei einem Minimum von Materialaufwand die nöthige Stärke und Tragkraft besitzen; dieß erfordert, daß sämmtliche Constructionstheile gleichmäßig belastet, und vorzugsweise nur mit ihrer rückwirkenden und absoluten Festigkeit in Anspruch genommen werden;
2) Die Auswechselung schadhafter Hölzer soll jederzeit ohne große Mühe bewerkstelligt werden können.

b) Brücken aus gebogenen oder nach Bogen zusammengesetzten Hölzern.

α) Bogenhängwerkbrücken.

§. 27.

Auch diese Brücken werden wie die Hängwerkbrücken aus geraden Hölzern da angewendet, wo die zu überbrückende Oeffnung für gewöhnliche Träger zu groß und der Raum zwischen Hochwasser und Fahrbahn nur gering ist. Sie unterscheiden sich von den benannten Brücken nur dadurch, daß an die Stelle der Streben und Spannriegel ein hölzerner Bogen tritt, somit auch die Versatzungen an den Punkten, wo die Hängsäulen gefaßt sind, wegfallen. Durch diese Anordnung tritt demnach eine Verstärkung ein, welche um so mehr an Bedeutung gewinnt, je mehr Versatzungen durch den Bogen vermieden werden, also je größer die Spannweite ist. Die größte Spannweite für das Bogenhängwerk kann zu 60 Mtr. angenommen werden, indem größere Bogen nur bei übermäßiger Stärke den genügenden Grad von Steifigkeit erlangen und ihre Form bei einer zufälligen beweglichen Belastung nicht verändern würden. Die Hauptaufgabe bei der Construction einer Bogenhängwerkbrücke ist überhaupt immer die, den Bogen eines Trägers so mit dem Tramen, in welchen er versatzt ist, zu verbinden, daß die an irgend einem Punkte desselben befindliche Last möglichst nach der Länge vertheilt werde und der Bogen selbst keine Formänderung zulasse.

Der baierische Oberbaudirector v. Wiebeking, welcher zuerst hölzerne Bogen für Sprengwerke von 30 bis 60 Mtr. Weite im Brückenbau anwendete, hat auf die Verhinderung einer Formänderung zu wenig Gewicht gelegt, weshalb auch seine Brücken bald in Zerfall geriethen; betrachtet man dagegen die neuen amerikanischen Hängwerkbrücken von Brown, so sieht man den Bogen immer in Gemeinschaft mit dem Fachwerk angewendet, welches zur Vertheilung der Last dient und dem Bogen nicht gestattet, seine ursprüngliche Form zu verändern.

Alle hölzernen Bogen, welche in den §§. 80., 81. und 82. der Allgemeinen Baukunde betrachtet worden sind, können bei den Tragrippen der Bogenhängwerke Anwendung finden, und es wird die Entscheidung der Frage: „welches ist der vortheilhafteste Bogen", hauptsächlich abhängig sein von der anzuwendenden Holzart und von der Spannweite. Im Allgemeinen wird man zwar dem Eichenholz immer den Vorzug vor dem Fichtenholz geben, weil es unter dem Einflusse der Witterung eine längere Dauer zeigt, allein es können Fälle eintreten, wo dasselbe entweder gar nicht, oder nur zu sehr hohen Preisen zu verschaffen ist; hier wird man also vorzugsweise auf fichtene Balkenbogen greifen, während in allen andern Fällen die eichenen Bohlenbogen entschieden den Vorzug verdienen.

Einfache gebogene Balken von $\frac{0{\cdot}36}{0{\cdot}3}$ Mtr. Stärke eignen sich nur für Hängwerke von höchstens 15 Mtr. Weite; für größere Spannweiten pflegt man entweder mehrere Balkenlagen aufeinander zu verzahnen oder zu verdübeln, oder endlich, was noch vorzuziehen ist, die Balkenlagen mit dazwischen gelegten Balkenstückchen aufeinander zu verschrauben. Bei ausschließlicher Verwendung des Eichenholzes können entweder krumm gewachsene Balkenstücke von etwa 2·5 Mtr. Länge zur Zusammensetzung eines Balkenbogens genommen werden, oder man greift zu den Bohlenbogen, bei welchen sodann diejenigen von Funk wegen leichterer Reparatur den Vorzug haben.

§. 28.

Die einfachsten Bogenhängwerkbrücken für Spannweiten von 13·5 bis 15 Mtr. sind die, bei welchen die äußersten Tramen mit einfachen gekrümmten Balken verstärkt werden. Zur Vereinigung von Bogen und Tramen sind etwa alle 1·8 Mtr. kurze Pfosten eingesetzt, welche gewissermaßen die Ordinaten des Bogens bilden; durch Bogen, Pfosten und Tramen gehen schmiedeiserne Bolzen, von denen zwei als Hängeisen dienen und noch die Enden der Unterzüge fassen. Zur Verstärkung der Bogenenden pflegt man Sattelhölzer anzuordnen und schmiedeiserne Bänder anzulegen. Die Brückenbahn, gewöhnlich 6 Mtr. breit und aus einer doppelten Bohlenlage bestehend, ruht auf den $\frac{0{\cdot}3}{0{\cdot}3}$ Mtr. starken Streckbäumen, welche theils auf den Widerlagern, theils auf den Unterzügen aufliegen. Der Bogen darf nicht stärker gebogen werden als $\frac{1}{25}$ bis $\frac{1}{20}$ der Spannweite, und zwar geschieht die Biegung am Besten auf dem Tramen, wobei man nach früherer Anleitung §. 79. der Allgemeinen Baukunde verfährt.

§. 29.

Pechmann's Bogenhängwerke.

Die Bogenhängwerke von Pechmann wurden besonders in Baiern vielfältig in Ausführung gebracht, nachdem sich schon vorher ähnliche Constructionen nach Wiebeking's Angabe bei einigen Brücken über die Donau und den Inn unter gewissen Verhältnissen als zweckdienlich bewährt hatten.

Die bedeutendste Brücke der Art ist jene bei Passau über die Donau; sie hat 7 Oeffnungen von 26 Mtr. Spannweite, und 6 steinerne 2·2 Mtr. dicke Pfeiler; in ihrer Construction ist sie von den übrigen Pechmann'schen Brücken nur darin verschieden, daß sie in der Mitte der Fahrbahn statt des verzahnten Balkens einen Rippenbogen hat. Die Brücke bei Ottershausen, welche durch die Fig. 19, 20, 21 auf Taf. VIII. dargestellt ist, zeigt die gewöhnliche Anordnung der Hölzer bei dem Pechmann'schen Hängwerk. Die Brücke hat 3 Oeffnungen, jede von 20 Mtr. Lichtweite. Die 8 Mtr. breite Fahrbahn wird von 2 Hängwerken und einem in der Brückenachse liegenden verzahnten Balken getragen. Die Tragbalken der Hängwerke sind $\frac{0 \cdot 8}{0 \cdot 3}$ Mtr. stark. Die Bogen aus 2 übereinander liegenden Kurven bestehend, haben eine Pfeilhöhe im Lichten von 1 Mtr. und sind $\frac{0 \cdot 5}{0 \cdot 3}$ stark. Bogen und Tragbalken sind mittelst 5 Pfosten und durchgehenden eisernen Bolzen, an welchen die Unterzüge hängen, befestigt. Die Pfosten setzen sich über dem Bogen fort und sind sammt dem Geländerholz von den genannten Bolzen gefaßt. Die Construction der Brückenbahn ist aus der Zeichnung ersichtlich.

Auch in Oestreich hat man eine derartige Bogenhängwerkbrücke bei der Uebersetzung der Kaiser-Ferdinands-Nordbahn über die Donau in Ausführung gebracht. Sie hat 23 Oeffnungen von je 18 bis 20 Mtr. Weite von Mitte zu Mitte der Pfahljoche. Die Dimensionen der Hölzer sind dieselben wie bei der Brücke zu Ottershausen, allein in der Construction unterscheidet sie sich darin von der letzteren, daß die Pfosten durch doppelte Zangenhölzer ersetzt wurden, welche bis auf die Unterzüge herabgehen, sodann daß die Bogenenden durch aufgelegte kurze Balken eine Verstärkung erhielten.

Diese Bauart ist jedoch nur anzuempfehlen, wo die Spannweite nicht über 18 Mtr. beträgt, und wo Hochwasser oder andere Umstände kein Sprengwerk zulässig machen.

§. 30.

Die erste Bogenhängwerkbrücke mit Bohlenbogen baute der Strombaudirector Funk über die Weser bei Minden in den Jahren 1799 und 1800. Die Bohlenbogen sind nach dem Princip von de l'Orme construirt und bestehen aus 2 Lagen von 0·18 Mtr. Stärke und 0·48 Mtr. Höhe. Die 7·5 Mtr. breite Brückenbahn ruht auf 2 Land- und 5 Mittelpfeilern, welche letztere in einer Entfernung von 14 Mtr. auseinander stehen. 7 Unterzüge, wovon 2 an den Enden der Bogen, tragen die Bahn einer Oeffnung und sind mittelst eisernen Bolzen an die Bogen angehängt. Die Bogenenden sind nicht in die Tramen versatzt, sondern stemmen sich gegen aufgekämmte und verbolzte Klötze von Eichenholz.

Wenn gleichwohl die Funk'schen Bohlenbogenbrücken mit einigen Modificationen, welche sich hauptsächlich auf die Bogenconstruction beziehen, vielfach Anwendung gefunden haben, so hat man in neuerer Zeit noch mehr von den zuerst im Jahr 1809 von Wiebeking bei der Brücke zu Altenmarkt angewandten, und später von Oberst Emy vervollkommneten Bohlenbogen, bei welchen die Bohlen horizontal

übereinander liegen, Gebrauch gemacht. Besonders in Holland, England und Amerika wurden die kühnsten Bauwerke mit Benützung dieses Bohlenbogensystems ausgeführt.

Bei Bogenhängwerkbrücken von 14 bis 15 Mtr. Spannweite, pflegt man bei Straßenbahnen von 6 Mtr. Breite die Bohlenbogen auf die äußersten Streckbalken oder Tramen in gußeiserne Schuhe zu versetzen. Jeder Bohlenbogen wird aus 6 Lagen von 0·06 Mtr. Stärke und 0·3 Mtr. Breite zusammengesetzt und mit dem Tramen durch hinlänglich viele Pfosten und durchgehende Bolzen vereinigt. Die gewöhnlich aus einer doppelten Bohlenlage bestehende Fahrbahn ruht auf tannenen Streckbäumen von $\frac{0·3}{0·3}$ Mtr. Stärke, welche durch die Mauerbalken der Widerlager und durch mindestens 3 Unterzüge unterstützt sind. Diese Unterzüge erhalten $\frac{0·36}{0·3}$ Mtr. Stärke und sind an die schon oben erwähnten Bolzen angehängt. Bei einem Krümmungspfeil von 0·75 Mtr. erhält das ganze Hängwerk eine Höhe von 1·2 Mtr., wenn noch ein Abdachungsbohlen von 0·09 Mtr. Dicke, sich horizontal von einem Widerlager zum andern erstreckend, angewendet ist. Die vertikale Stellung des Bogens läßt sich stets durch einige eiserne Strebchen, welche gegen die Verlängerung der Unterzüge herabgehen, hinlänglich sichern.

Auf der holländischen Eisenbahn von Amsterdam nach Leyden befinden sich mehrere Bogenhängwerke von 24 Mtr. Spannweite. Das doppelte Bahngeleise wird von 3 Bogen getragen; jeder Bogen besteht ausschließlich der Bedachung aus 7 Lagen von 0·08 Mtr. Stärke und 0·46 Mtr. Breite, und sitzt mittelst gußeisernen Schuhen auf dem verdübelten $\frac{0·6}{0·46}$ Mtr. starken Tramen. Die Vereinigung von Bogen und Tramen ist durch 7 Pfosten bewerkstelligt, zwischen denen sich, zur Verhinderung einer Formänderung sowie zur Vertheilung des Drucks, Andreaskreuze befinden. Bogen, Pfosten und Tramen sind mit $\frac{0·09}{0·03}$ Mtr. starken eisernen Bändern verbunden, die den Vortheil haben, daß sie keine Schwächung des Bogens veranlassen; ihre Form sowie die Art ihrer Verbindung ist aus Fig. 9, Taf. VII., ersichtlich.

Der Krümmungspfeil der Bogen ist 3 Mtr., demungeachtet sind die Bogen selbst weder seitlich verstrebt noch auf sonstige Art in ihrer vertikalen Stellung gesichert, was nicht wohl anginge, wenn die starken eisernen Bänder fehlen würden.

Quer über die Tramen der 3 Hängwerke sind eichene Durchzüge verkammt und aufgedübelt, worauf die Langschwellen der Eisenbahn ruhen. Die Eindeckung der Brücke besteht nur aus einer einfachen Bohlenlage mit offenen Fugen zur Ableitung des Regenwassers.

β) Bogensprengwerkbrücken.

§. 31.

Werden die Bogen unter der Brückenbahn angebracht, so entsteht die Bogensprengwerkbrücke. Da es Grundsatz ist, die Anfänge der Bogen über den

höchsten Wasserspiegel zu legen, so erfordert die Anwendung dieser Construction immer eine gewisse Höhe zwischen dem Hochwasser und der Fahrbahn. Für die Spannweite = w und die Höhe der Construction im Scheitel = h wäre die geringste erforderliche Höhe bei Balkenbogen $\frac{1}{12}w + h$; für Bohlenbogen $\frac{1}{10}w + h$.

Auch bei diesem Brückensystem können alle früher betrachteten Bogen zur Unterstützung der Bahn verwendet werden, doch wird man nur immer denjenigen wählen, welcher den obwaltenden Verhältnissen am Besten entspricht; in Ermangelung von Eichenholz ist dieß der Balkenbogen, in Ermangelung langer kräftiger Fichtenhölzer der Bohlenbogen.

Wenn die für den Bogen erforderliche Höhe bei dem Entwurf einer Straße oder Eisenbahn gewonnen werden kann, ohne anderweitige Nachtheile herbeizuführen, hat das Bogensprengwerk immer die Vortheile vor dem Hängwerk, daß es mehr Stabilität, Festigkeit und Dauer besitzt; wo daher mehr auf Solidität als auf den Kostenpunkt gehalten wird, kann es keinem Zweifel unterliegen, welche Construction zur Ausführung empfohlen werden soll.

Die erste Idee zu den Bogensprengwerkbrücken gab Hydrotekt Fuchs *). Er bildete die Bogenrippen auf folgende Art: Ein 15 bis 18 Mtr. langer Balken wurde mit seinen Enden an 2 feste Wände angelegt und alsdann gekrümmt. Hierauf wurden beide Enden, etwa 3/7 der ganzen Balkenlänge von jedem Ende gegen die Mitte hin ausgezahnt und auf jedes dieser Endstücke ein Balkenstück von gedachter Länge, welches ebenfalls ausgezahnt war, mit dem untern fest verbunden. Sodann wurde der Balken noch einmal gekrümmt und die gebliebene Lücke durch ein drittes Balkenstück ausgefüllt und mit dem untern durch Schraubenbolzen verbunden. Gewöhnlich waren nur 2 Rippen zwischen den Widerlagern aufgestellt, um die Brückenbahn zu tragen. Es erforderte dieß die Anordnung von Querverbindungsschwellen, welche sich direct auf die beiden Bogen lagerten und zunächst die Bestimmung hatten, die Streckbalken aufzunehmen. Die aus einer doppelten Bohlenlage gebildete Fahrbahn wurde durch Geländer mit Andreaskreuzen begränzt, deren Pfosten und Brustlehnen mittelst durchgehenden eisernen Bolzen gegen Tramen und Bogen befestigt waren.

Für eine Brücke mit größerer Breite als 6 Mtr. stellte Fuchs drei Bogenrippen auf, und unterstützte somit die Verbindungsschwellen auch in ihrer Mitte.

Sollte die Brücke noch mehr verstärkt werden, oder für weitere Spannweiten als 18 Mtr. dienen, so gab man auch den Brustlehnen eine kreisförmige Krümmung und stützte sie gegen feste Punkte; gegen horizontale Ausbiegungen und Schwingungen wurden in jedem Falle Windkreuze angebracht.

§. 32.

Wiebeking'sche Bogensprengwerkbrücken.

Die meisten Erfahrungen über Brücken mit sehr weiten Oeffnungen und aus gekrümmten Hölzern zusammengesetzt, sind vor Allem in Baiern gemacht, und

*) Fuchs, praktisches Handbuch für Hydrotechniker. 1791.

daselbst, wie bekannt, die kühnsten Werke dieser Art unter dem Namen „Wiebeking'sche Bogenbrücken" ausgeführt worden.

Zur Erklärung dieser Construction betrachten wir die Brücke bei Kuffstein über den Inn, welche 3 Bogen von 31·6 Mtr. Spannweite hat, und wovon die Zeichnungen auf Taf. VIII. Fig. 1 bis 7 ersichtlich sind. Die 5·8 Mtr. breite beschotterte Brückenbahn wird von 3 Balkenbogen getragen, wovon jeder wieder aus 3 Kurven von $\frac{0·33}{0·33}$ Mtr. Stärke besteht. Ueber jedem Bogen liegt ein gesprengter verdübelter Träger, welcher an 7 Punkten durch die Unterzüge und Balkenwände gestützt, und mittelst durchgehender Bolzen mit dem Bogen verbunden wird.

Durch 2 Sprengstreben wird jedem Bogen ein Theil der auf ihm ruhenden Last abgenommen.

Die Fahrbahnbedielung ruht auf 5 Streckbäumen von $\frac{0·3}{0·3}$ Mtr. Stärke, welche zur Abhaltung des Regenwassers mit Verdachungsbohlen von Eichenholz überdeckt sind.

Die durch die Träger und Bogen vertikal herabgehenden eisernen Bolzen sind nach aufwärts so weit verlängert, daß sie die Pfosten und Geländerhölzer aufnehmen können, haben aber unmittelbar über den Trägern einen Ansatz.

Zur Verhütung horizontaler Ausbiegungen und Schwankungen sind direct unter den Streckbalken Windkreuze angebracht, wie aus Fig. 2 ersichtlich.

Ganz ähnlich wie die Brücke zu Kuffstein waren auch die Brücken zu Fünsterminz über den Inn, und die sogenannte Pflacherbrücke construirt, nur daß diese Spannweiten von 38 Mtr. haben und daß 2 Systeme von Windstreben angebracht waren, das eine unter der Fahrbahn und das andere unter dem Bogen.

Abweichend von diesen Brücken war die Brücke bei Neuhaus construirt; diese erhielt nämlich bei der Spannweite von 48 Mtr. hölzerne Widerlager. Drei innere Bogen von 49·2 Mtr. Sehne und 5·2 Mtr. Pfeilhöhe, und 2 äußere Bogen von 58 Mtr. Sehne mit der gleichen Pfeilhöhe tragen die Bahn.

Die Bogenbrücke über die Roth bei Scharding hatte 66 Mtr. Spannweite, allein nach 8 Jahren erforderte sie bereits eine sehr kostspielige Reparatur, und hielt im Ganzen nur 18 Jahre.

Die Freysinger Bogenbrücke über die Isar mit 3 auf Mitteljochen ruhenden Bogen, von denen jeder 35 Mtr. Spannweite hatte, mußte nach einigen Jahren schon mit Zwischenjochen versehen werden, um einem Einsturze vorzubeugen.

Dermalen sind in Baiern beinahe alle Wiebeking'schen Brücken verschwunden und durch Brücken anderer Art, besonders durch Pechmann'sche Hängwerke oder Sprengwerke aus geraden Hölzern ersetzt.

Der Grund dieses schleunigen Verfalls der Wiebeking'schen Bogenbrücken darf jedoch keineswegs in dem Prinzipe der Bauart gesucht werden, sondern liegt vielmehr in Folgendem:

1) Hat Wiebeking seine Brücken zu sehr vervielfältigt, wobei, um die Kosten nicht zu erhöhen, weiches und frisches Holz, hölzerne Wider-

lager, hölzerne Joche angewendet wurden, was die Erhaltung schwierig machen mußte;

2) erhielten die Brücken meist zu flache Bogen, welche ungenügend mit der Bahn verbunden waren, somit ihre Form leicht veränderten, und

3) wurden die Bogen bei mehreren Brücken mit ihren Enden unter das höchste Wasser geführt, was die Zerstörung des Holzes gerade an den wichtigsten Theilen der Bogen beschleunigte.

Wird die Spannweite einer solchen Bogenbrücke nicht über 24 Mtr. angenommen, und erhalten die Bogen bei einer Krümmung von $^1/_{10}$ der Spannweite und bei verhältnißmäßiger Stärke eine solide Verbindung mit den etwas gesprengten Tramen, so daß sie ihre Form nicht leicht ändern können, werden endlich die Widerlager der Brücke massiv aus Steinen erbaut, dann ist sie in Fällen, wo wegen der obwaltenden Lokalverhältnisse und bei dem Vorhandensein des nöthigen Holzes die Kosten im Vergleich zu Eisen-, Stein- oder Kettenbrücken mit Rücksicht auf die Unterhaltung noch günstig ausfallen, ganz gut anwendbar.

Man hat selbst auf der Petersburg-Zarskoe-Selo Eisenbahn eine Wiebeking'sche Brücke von 25 Mtr. Spannweite bei 2·4 Mtr. Pfeilhöhe in Ausführung gebracht. Die 7 unter der Bahn stehenden Bogenrippen sind aber durch 15 Zangenpaare mit den Tramen vereinigt, und ruhen in gußeisernen Schuhen auf den 10 Mtr. dicken Widerlagern.

Ueber den Tramen liegen Querverbindungsschwellen, auf diesen ruht eine doppelte Bedielung, worauf erst die Querschwellen der Bahn folgen, um ein elastisches Unterlager für die Schienen zu erhalten und die Construction gegen die sonst sehr nachtheiligen Stöße zu sichern.

Die Hauptdimensionen der Wiebeking'schen Bogenbrücken sind in folgender Zusammenstellung enthalten:

Bezeichnung der Brücken.	Breite der Brückenbahn.	Weite einer Brückenöffnung.	Pfeil der Krümmung.	Länge der größten Balken.	Querschnitt der Kurven.	Pfeil der einzelnen Balken-Kurven.	Verhältniß der Länge zum Pfeil der Kurven.	Entfernung der Stützen oder Wände, welche die Bahn tragen.	Verhältniß der Spannweite zum Pfeil des ganzen Bogens.
	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.		Mtr.	
Br. zu Bamberg 1809	9·34	62·76	5·11	16·05	0·34 auf 0·389	0·316	50·8	3·95	12·5
Br. zu Scharding über die Roth 1808—1809	7·59	53·38	5·69	18·97	0·316 auf 0·389	0·51	37·14	4·79	10·26
Br. zu Freysing über die Isar 1807—1808	7·59	46·41	3·50	14·01	0·316 auf 0·364	0·437	32·0	5·84	13·25
Br. zu Augsburg über den Lech 1807—1808	7·64	34·44	3·21	12·51	0·316 auf 0·364	0·486	23·28	5·7	10·72
Br. zu Ettringen 1808 und 1809 . . .	7·59	42·03	2·41	13·82	0·316 auf 0·389	0·535	26·2	3·5	17·46
Diagonalrippen dieser Brücke		49·33							
Br. zu Irsingen über die Wertach 1808 .	7·59	37·95	2·12	14·60	0·291 auf 0·364	0·486	30·0	4·67	17·9
Br. zu Oettingen über den Inn 1807 .	7·59	31·23	2·04	17·81	0·316 auf 0·364	0·729	24·4	5·25	15·29
Br. zu Vilshofen 1809	8·17	54·00	3·36	11·68	0·340 auf 0·389	0·364	30·0	3·5	16·09
Br. zu Altenmarkt über die Alz 1809 . .	8·17	40·97	3·89	11·68	0·243	0·364	30·0	2·38	10·96

§. 33.

Werden die einzelnen Balkenkurven eines Bogens nicht unmittelbar aufeinander gelegt, sondern durch kurze Balkenstücke von einander getrennt, so erreicht man zwei Vortheile: einmal erhält der Bogen bei derselben Masse von Material eine größere Widerstandsfähigkeit gegen Biegung, weil die äußern Balkenkurven weit von der neutralen Achse entfernt liegen, sodann verspricht er eine längere Dauer, indem sich die Feuchtigkeit und Nässe nicht so in die Hölzer hineinziehen kann wie bei den Wiebeking'schen Bogen, sondern diese durch den zwischen den einzelnen Kurven stattfindenden Luftzug trocken erhalten werden.

In Amerika hat man diesen Vortheil schon längst erkannt, und Burr hat deßhalb seine Balkenkurven nie dicht aufeinander gelegt; auch in der Schweiz und in manchen Gegenden Deutschlands sind Bogenbrücken mit den verbesserten Bogenrippen in Ausführung gekommen.

Die Taf. VII., Fig. 5, 6, 7, 8 zeigt eine Schweizer Brücke der Art mit 3 Oeffnungen, jede von 30 Mtr. Spannweite. Die Anordnung der Hölzer ist aus den Zeichnungen ersichtlich; sie kann als eine sehr verständige und zweckmäßige empfohlen werden, indem durch die große Anzahl radialer Doppelzangen eine innige Verbindung des Bogens mit der Brückenbahn, und somit eine große Steifigkeit der Construction erreicht wurde, ohne daß die ganze Brücke ein unschönes Aeußere erhalten hätte. Daß die Bogenschenkel durch Streben im Giebelfelde etwas entlastet wurden, ist sehr zweckmäßig; auch fehlt es der Construction nicht an den nöthigen Querverbindungen und Verstrebungen in horizontalem Sinne, wodurch seitliche Ausbiegungen vermieden sind. Ein leichtes Dach schützt die Hölzer der Brücke vor Nässe, und eine Verschalung der Seitenwände ist wohlweislich weggelassen, um der Brückenbahn den Luftzug nicht zu nehmen, die constante Belastung nicht noch mehr zu vergrößern, den darüber Gehenden die Aussicht nicht zu rauben, und endlich die Construction der Brücke nicht zu verdecken.

§. 34.

In Ermangelung von langen fichtenen Stämmen hat man auch die Bogenrippen von Eichenholz construirt; 2, 3 oder 4 Balkenkurven bilden einen Bogen, und jede Kurve besteht aus 2,5 bis 3 Mtr. langen, etwas krumm gewachsenen, [illegible] Balken, die [illegible] sind; die Stöße in den aufeinander [illegible] Kurven wechseln regelmäßig ab, damit der Bogen überall gleiche Stärke erhält, die Verbindung der Kurven miteinander geschieht mit Bolzen und Bändern.

Die meisten Bogenbrücken in Frankreich sind mit solchen Bogenrippen ausgeführt, und haben [illegible] Oeffnungen von 15 bis 24 Mtr.; die [illegible] der Bogen [illegible] im Uebrigen ist die Construction ähnlich wie bei der auf Taf. VII, Fig. 1 bis 4 dargestellten Construction der Murgbrücke bei [illegible], [illegible] über den Bogenschenkeln [illegible] von den Bogenrücken aufsteigen und sich gegen [illegible].

Die Entfernung der Bogenrippen von Mitte zu Mitte beträgt gewöhnlich [illegible] Mtr.

Aeußerst interessant sind die Bogenbrücken auf der Eisenbahn von Paris nach St. Germain *). Bei einer derselben macht die Achse der Eisenbahn mit der Straßenachse einen Winkel von 25°, und es ergab sich eine Spannweite von 21·38 Mtr. Die lichte Höhe der Durchfahrt unter dem Scheitel der Brückenbogen war auf 5·5 Mtr. festgesetzt und eine Veränderung des Straßenniveaus nicht gestattet. Um ferner eine möglichst geringe Aufdämmung der Eisenbahn zu erhalten, wurde die Höhe der Brückenconstruction über dem Scheitel des Bogens auf 0·75 Mtr., die Höhe der Widerlager auf 3 Mtr., und der Pfeil des Brückenbogens auf 2·5 Mtr. festgesetzt. Da man befürchtete, die Erschütterung, welche ein über die Brücke passirender Zug verursacht, möchte, wenn sie den einzelnen Bogen der Construction unmittelbar mitgetheilt würde, auf diese verderblich einwirken, so hielt man es für zweckmäßig, diese Bogen nicht in den Schienenlinien, sondern den Zwischenräumen derselben entsprechend und so die Last des Zugs durch das elastische Medium eines solid construirten Bohlenbodens auf alle 5 Bogen wirken zu lassen. Der erforderliche Querschnitt jedes dieser Bogen wird durch 6 Kurven von 0·2 auf 0·2 Mtr. Querschnitt, deren Stöße gehörig abwechseln, gebildet. Da aber die geringe Höhe am Scheitel der Bogen nicht gestattete, sämmtliche Kurven vertikal übereinander zu legen, wie dieß sonst geschieht, so wurden sie in der Höhe dreifach und in der Breite doppelt zusammengestellt und mittelst Bändern vereinigt.

Vertikale Zangen und Bolzen mit dazwischen angebrachten Andreaskreuzen stellen die Verbindung der Bogen mit den Tramen zu einem steifen System her. Die Zangen der einzelnen Bogenrippen sind so angeordnet, daß sie in die gleichen normal auf die Brückenachse stehenden Vertikalebenen fallen, es konnten deßhalb noch zur Vertheilung der Last auf alle Bogen Streben und Zugbolzen angebracht werden, welch letztere sich zwischen je 2 Bogen kreuzten.

Die Eindeckung der Brücke wurde durch 0·12 Mtr. starke Bohlen gebildet, welche 0·04 Mtr. von einander liegen, um zwischen sich einen ebenso breiten, in der Mitte 0·12 Mtr., an den Rändern der Brücke aber nur 0·04 Mtr. hohen Bohlenstreifen aufzunehmen, auf welchem das Tagewasser von der Bahn abfließt. Auf dem Bohlenbelag liegen niedere Langschwellen, und darauf endlich die Schienen. Die Geländer der Brücke sind durch Verlängerung der äußern Hälfte der Zangen an den Stirnbogen mit eingeschobenen Andreaskreuzen und Schwellen gebildet.

§. 35.

[illegible] noch wie die Balkenbogen haben in neuerer Zeit die Bohlenbogen [illegible] Anwendung gefunden, und es empfehlen sich besonders die Funk- [illegible] durch, daß sie zu ihrer Zusammensetzung nur 0·06 Mtr. [illegible] tr. breiter Bohlen bedürfen, dabei leicht auszuführen [illegible] ndlich einen so steifen Bogen bilden, daß der Seiten- [illegible] geringer ist, als bei den Balkenbogen.

Eine in jeder Beziehung solide Construction der Art zeigt die Murgbrücke bei Rastadt auf der badischen Eisenbahn, wovon die nöthigen Zeichnungen auf Taf. VII. Fig. 1, 2, 3, 4 enthalten sind. Dieselbe hat 5 Oeffnungen zu 12 Mtr. Weite. In jeder Oeffnung stehen 4 Bohlenbogen und an den Rändern der Bahn noch 2 Balkenbogen, deren Verdrückung $^1/_8$ ist. Die Bohlenbogen bestehen jeder aus 4 Lagen von 0·06 Mtr. Stärke und 0·75 Mtr. Höhe, welche mittelst eiserner Bolzen zusammengehalten sind. Alles Uebrige geht aus den Zeichnungen deutlich hervor.

Eine großartige Anwendung der Bohlenbogen mit horizontal übereinandergelegten Bohlen fand in England bei Erbauung der Viaducte der North-Shields-Newkastler Eisenbahn statt.

Die beiden Viaducte von Willington-Dean und Ouse-Burn bestehen der erste aus 6 gezimmerten Bogen, jeder von 38·43 Mtr. Oeffnung, der andere aus 5 gezimmerten Bogen, jeder von 35·38 Mtr., an welche sich beiderseits 2 gewölbte Bogen von 13·72 Mtr. Weite anschließen. Beide Viaducte sind ganz nach demselben System gebaut, daher hier nur die Beschreibung des Ouse-Burn-Viaducts folgen soll; derselbe ist auf Taf. VIII. durch die Fig. 8 bis 17 dargestellt.

Jedes Brückenfeld besteht aus 3 Bogen, die durch Querhölzer und eiserne Bolzen mit einander verbunden sind. Jeder Bogen wird von Bohlen gebildet, die gehobelt und flach aufeinander gelegt sind, wobei die Vorkehrung getroffen ist, daß nie Fuge auf Fuge stößt. Jede Bohle hat 0·076 Mtr. Dicke und 6 bis 13·7 Mtr. Länge; 15 Lagen bilden die Höhe eines Bogens, dessen Breite 0·56 Mtr. ist; die erste Lage wird von 3 Bohlen gebildet, die zweite von 2, die dritte wieder von 3 rc. Die obere Fläche des Bogens ist mit einer vorspringenden Bohle bedeckt, die eine Bedachung bildet. Um außerdem den Einfluß der Nässe abzuhalten und die Berührung der Bohlen vollkommen zu machen, legte man zwischen jede Fuge ein mit Theer getränktes Blatt starkes Löschpapier. Endlich hat man durch eichene Dübel, die senkrecht in die Bogen eingetrieben je 1·2 Mtr. von einander entfernt und lang genug sind, um 3 Bohlen zu durchdringen, das Verschieben der Bohlen übereinander unmöglich gemacht und so die Festigkeit des Bogens vervollständigt.

Die Aufrichtung dieser Bogen ist auf sehr einfache Weise bewirkt worden; es wurde nämlich ein Lehrgerüst aufgestellt und auf diesem die Zusammensetzung derselben vorgenommen, indem man eine Bohle nach der andern auflegte und befestigte.

Die Auflagerung der Bogen auf den Pfeilern und Widerlagern ist aus den Fig. 11 und 16 zu ersehen. Der das Giebelfeld in zwei Theile trennende Giebelbalken hat $\frac{0·33}{0·33}$ Meter Stärke und wird verbunden mit dem Bogen durch radial gestellte Stützen, mit der Bahnunterlage aber durch vertikale Pfosten, die wie die erstern an beiden Enden eingezapft sind. Die Fig. 13 zeigt die Verbindung des Zugbalkens (a) mit dem Bogen; die Fig. 14 und 15 beziehen sich auf die Befestigung des Giebelbalkens mit dem Bogen.

Die Construction der Bahn und Eindeckung ist aus der Zeichnung ersichtlich.

Die Breite des Viaducts beträgt im Ganzen 8·55 Mtr.; hiervon kommen 6·41 Mtr. auf den doppelten Schienenweg und 1·53 Mtr. auf den Weg für die Fußgänger.

Was endlich noch die Pfeiler des Viaducts betrifft, so sind diese hohl gemauert, wie aus Fig. 8 ersichtlich, und die Höhlungen sind mit Béton ausgefüllt. In der Höhe, wo die Bogen und Giebelbalken sich auf den Pfeiler stützen, befinden sich im Innern Schlaudern von Schmiedeisen, um Verschiebungen zu verhindern.

γ) Bogenhäng- und Sprengwerkbrücken.

§. 36.

Bei Ueberbrückung großer Spannweiten kann das Bogenhängwerk mit dem Sprengwerk in Verbindung treten, wodurch man die Bogenhäng- und Sprengwerkbrücke erhält.

Wie bei jedem Hängwerk, so können auch hier nur höchstens 4 Tragrippen aufgestellt werden und es gelten bezüglich der Sicherung ihrer vertikalen Stellung dieselben Regeln, welche früher im §. 17. angegeben worden sind.

Nur bei kleinern Spannweiten werden die Tragrippen einfache Verbindungen von Bogen und Tramen sein; die Bahn wird von Unterzügen getragen, welche an den Bogen mittelst Hängbolzen angehängt sind. Bei größern Spannweiten, wo der Bogen mehr als 2 Mtr. über die Brückenbahn hervorragt, pflegt man nicht allein zur Verstärkung noch gerade Streben anzuordnen, sondern auch sämmtliche tragende Theile mit Zangen zu fassen, die nach oben verlängert, sich mit einem zweiten Längenbalken (Obertramen) verbinden. Ueber die Obertramen der Rippen werden die Querverbindungshölzer eingekammt und es haben diese zugleich die Dachconstruction zu tragen.

Ein oberes und ein unteres Windstrebensystem sichern die Brücke vor horizontalen Ausbiegungen.

Die Anordnung der Hölzer im Allgemeinen kann bei den Häng- und Sprengwerkbrücken sehr verschieden sein, aber immer werden einige Hauptregeln als Richtschnur gelten müssen, nämlich:

1) Daß die Gesammtlast, welche die Brücke zu tragen hat, auf alle tragenden Theile möglichst gleichmäßig vertheilt wird.
2) Daß der Construction mit dem Minimum von Material, sowohl in vertikalem wie in horizontalem Sinne, die nöthige Steifigkeit gegeben wird.
3) Daß ein Auswechseln schadhafter Theile jederzeit mit Leichtigkeit geschehen kann.

Auf Taf. VI. Fig. 4, 5, 6 und 7 ist eine Bogenhäng- und Sprengwerkbrücke von 31·2 Mtr. Spannweite dargestellt, welche im Großherzogthum Baden ausgeführt wurde. Die Zeichnungen machen jede weitere Erklärung überflüssig.

§. 37.

Nöthige Formeln zur Berechnung der Bogenbrücken.

Mit Bezugnahme auf die in dem Anhange der Allgemeinen Baukunde ergebene Theorie der Bogen, und auf die im §. 83. derselben gemachten [illegible]

tungen können folgende Formeln zur Bestimmung der Querschnittsdimensionen der Brückenbogen Anwendung finden:

1) Für einen gedrückten Bogen, welcher die Form der Parabel hat und gleichmäßig belastet ist, hat man, wenn
   p die Belastung auf die Längeneinheit der Spannweite,
   X die halbe Spannweite,
   Y die Pfeilhöhe,
   R_1 die erlaubte Pressung für den Quadratmeter,
   die größte Pressung in den Stützpunkten des Bogens:

$$T = \frac{p X}{2 Y} \sqrt{X^2 + 4 Y^2}$$

   Sind b und h die Querschnitts-Dimensionen des Bogens, so ist:

$$b h = \frac{1}{R_1} \cdot \frac{p X}{2 Y} \sqrt{X^2 + 4 Y^2}$$

   R_1 ist für Tannen- und Eichenholz 2 bis 300,000 Kil.

2) Wenn an dem parabolischen Bogen eine Last W an der Bruchstelle, welche 0·557 Mtr. der halben Spannweite vom Scheitel entfernt ist, wirkt, so hat man die größte Pressung:

$$T = \frac{p X^2}{2 Y} + \frac{W Y (X + \alpha) \alpha}{X^2} + \frac{5 W}{64} \cdot \frac{5 X^4 - 6 X^2 \alpha^2 + \alpha^4}{X^3 Y}$$

   wo $\alpha = 0{\cdot}557\ X$

$$\text{und } b h^2 = \frac{1}{R_1} \left\{ T h + 1{\cdot}023\, X W \right\}$$

3) Hat der gedrückte Bogen die Kreisform und ist P die ganze gleichförmig vertheilte Last, welche der Bogen zu tragen hat, so hat man:

$$b h^2 = \frac{P}{2 R_1} \left\{ \frac{5 M h}{4} + \frac{N Y}{8} \left(\frac{X^2}{Y^2} + 1 \right) \right\}$$

   R_1 ist 300,000 bis 350,000 Kilog.

   Die Werthe von M und N sind:

   für

$\frac{X}{Y}$ =	2	3	4	5	10	15	20
M	1·08	1·55	2·04	2·66	6·66	7·63	9·52
N	0·792	0·263	0·117	0·053	0·034	0·022	0·001

   Der Horizontalschub des Bogens ist $\frac{P M}{2}$ und bestimmt die Widerlagsstärke.

4) Bildet die Bogenrippe einen Halbkreisbogen vom Radius A, so hat man für die gleichförmig auf die Horizontale vertheilte Last P

$$b h^2 = \frac{P}{R_1} \left\{ 0{\cdot}68\, h + 0{\cdot}25\, A \right\}$$

   Horizontalschub ist 0·22 P.

5) Befindet sich die Last P im Scheitel der Construction, so ist

$$b h^2 = \frac{P}{R_1} \left\{ 0{\cdot}592\, b + 0{\cdot}55\, A \right\}$$

und Horizontalschub 0·32 P.

§. 38.

Hölzerne Brücken in Nordamerika.

Die Amerikaner haben die Anzahl der Pfeiler möglichst zu vermindern gesucht, dabei aber die Schwierigkeit, die mit der Fundation steinerner Pfeiler in großen und reißenden Flüssen verbunden ist, nicht gescheut, sondern vielmehr den Grundsatz festgehalten, den Unterbau von Steinen und nur den Oberbau von Holz herzustellen.

Was den Oberbau betrifft, so haben die Brücken fast durchgehends die Anwendung der großen Spannweite, dann das Prinzip miteinander gemein, daß der sich selbst tragende Oberbau sich von einem Pfeiler zum andern horizontal erstreckt, und auf diesen bloß aufliegt, so daß die Pfeiler und Widerlager keinen Seitendruck erleiden, sondern nur mittelst ihrer rückwirkenden Festigkeit den vertikalen Druck der Brücke und ihre Belastung zu tragen haben. Im Uebrigen zerfällt der Verband des Oberbaues in folgende Constructionsarten:

1) Die Fachwerkbrücken,
2) „ Long's-Brücken,
3) „ Howe'sche Brücken,
4) „ Burr'schen Brücken,
5) „ Brücken von Thayer,
6) „ „ „ Brown,
7) „ „ „ Town,
8) „ „ „ Remington.

§. 39.

Die Fachwerkbrücken.

Diese Art Brücken bestehen immer aus doppelten oder dreifachen obern und untern Streckbalken, welche durch 2 Systeme von Streben, wovon eines beinahe immer vertikal steht und dann Pfosten heißt, miteinander verbunden sind.

Bei 2 Reihen Streben wird manchmal noch irgend ein anderes Sprengwerk zwischen denselben angebracht, wie dieß bei der auf Taf. IX. Fig. 1 dargestellten Brücke über den Potomac bei Washington der Fall ist.

Die Brücke besteht aus 2 Rippen zu beiden Seiten der 25 Fuß breiten Fahrbahn, Fig. 2, wovon jede 3 obere und 3 untere nebeneinander liegende Streckbäume von $^{6}/_{8}$ Zoll Stärke hat. Diese Streckbäume umfassen zangenartig die beiden Reihen der $^{10}/_{6}$ Zoll starken Pfosten, welche sich zwischen je 2 Streckbäumen befinden. Die lichte Höhe zwischen den Streckbäumen beträgt 15'; die Entfernung der Pfosten von Mitte zu Mitte 10'. Die Diagonalstreben, $^{10}/_{6}$ Zoll stark, liegen mit den Pfosten in einer Ebene. Zwischen den beiden Reihen Pfosten und Streben befindet sich ein Zwischenraum von 3'', in welchem, von dem Kopf jeder Strebe (Fig. 3ᵃ) nach einem über dem Pfeiler liegenden gußeisernen

Schuh, Fig. 3, $1^2/_3$ Zoll starke Streben geführt sind. Die beiden gußeisernen Schuhe werden durch einen starken Eichenblock auseinander gehalten.

Diese Brücken sind zwar nicht sehr stark, allein in holzreichen Gegenden sehr wohlfeil, und eignen sich daher für den leichten Straßenverkehr und für nicht zu große Spannweiten vorzüglich.

Oft wird auch das mittlere Strebensystem durch einen Bogen ersetzt.

§. 40.

Die Long's-Brücken.

Die Brücken nach dem System von Long sind in Amerika ziemlich verbreitet; sie sind eine Modification der Fachwerke und haben in jedem Felde eine Gegenstrebe.

Die Construction ist aus den Fig. 4, 5, 6 und 7, Taf. IX., ersichtlich. Hinter den Pfosten und zwischen den Streckbäumen und Streben sind Keile angebracht, um entstandene Senkungen wieder abjustiren zu können. Da Keile bei allen Erschütterungen ausgesetzten Constructionen bald lose werden, so wurden sie bei den spätern Constructionen von Howe nicht angewendet. Ueber der Brücke bringt Long stets ein kräftiges System von Windstreben an, indem er eine förmliche horizontal gelegte Latten-Tragrippe construirt.

Da die Gegenstreben, wenn sie blos eingeschoben sind, wie die Hauptstreben, selbst bei der Belastung der Brücke nicht nur nichts tragen, sondern vielmehr lose werden, so ließ sich Long im Jahr 1839 seine verbesserte Strebebrücke patentiren, welche Fig. 8 abgebildet ist.

Die Gegenstreben sind hier zwischen den beiden Reihen Pfosten durchgesteckt und durch Holznägel, Fig. 9, 10, 9^a, mit diesen befestigt, so daß sie dem Zug sowohl als auch dem Druck widerstehen können. Fig. 9^b zeigt die Art, wie die untern Streckbäume an ihren Stößen mit einander verbunden sind.

Die dritte Constructionsart der Long'schen Brücken ist durch die Fig. 11, 12 und 13 dargestellt. Long nannte diese Brücken „Hängbrücken oder Suspension bridges". Sie unterscheiden sich von der vorhergehenden Construction hauptsächlich dadurch, daß die Hauptstreben gespannt, statt gedrückt werden. Die Hauptstreben sind hier von den Widerlagern gegen die Mitte der Brücke zu geneigt, sind doppelt und mittelst Holznägeln zwischen den Streckbäumen befestigt. Die Pfosten und Gegenstreben sitzen nur stumpf auf den Streckbäumen auf und sind ebenfalls mit Holznägeln festgehalten.

Wenn diese Brücken den Vortheil haben, daß nur schmales Holz (Bohlen) erfordert wird, so haben sie dagegen den Nachtheil, daß die Befestigungsweise mit den Holznägeln sehr unsolid ist.

Die Long'schen Brücken wurden verdrängt durch die in den folgenden §§. beschriebenen Howe'schen Constructionen.

§. 41.

Die Howe'schen Brücken.

Howe hat ganz das System von Long beibehalten, hat aber die hölzernen Pfosten der Brücke durch eiserne Hängstangen ersetzt.

Da diese Construction bis jetzt in andern Ländern, namentlich auch in Deutschland, am meisten Eingang gefunden hat, so soll in dem Folgenden die Brücke über den Connecticut-Fluß näher beschrieben werden. *)

Die Taf. X. Fig. 1 zeigt die Ansicht, Fig. 2 den Grundriß, Fig. 3, 4, 5 und 6 Details dieser Brücke, mittelst welcher die große ostwestliche Eisenbahnverbindung zwischen der atlantischen Küste und den Niagara-Fällen, den Seen Erie und Ontario von Boston über Albany nach Niagara und Buffalo, den Connecticut-Fluß bei Springfield übersetzt. Sie hat 7 Oeffnungen, jede zu 180 Fuß Spannweite, von Mitte zu Mitte der Pfeiler gemessen, und eine Gesammtlänge von 1320 Fuß. Ihr Unterbau besteht sonach aus zwei Land- und sechs Mittelpfeilern, welche sämmtlich auf Pilottenrösten gegründet und von Stein erbaut sind.

Die beiden Tragwände bestehen aus Feldern und diese aus 3 Haupttheilen, durch deren Verbindung untereinander das Ganze zu einem eigentlichen Hängwerke für sich gebildet wird. Es sind folgende:

1) Die Kreuzstreben $^8/_8$ Zoll stark;
2) die obern und untern Zangenstölzer, $^8/_{10}$ Zoll stark;
3) die Hängschraubenstäbe, 2 Zoll stark.

Die Kreuzstreben bilden ein System von Hauptstreben und Gegenstreben, welche sich mit ihren Enden unter einem gewissen Winkel auf feste unbewegliche Punkte stützen. Diese letztern werden durch die Zangenhölzer und Hängeschrauben hergestellt. Die Fig. 3, 4, 5 und 6 machen jede weitere Beschreibung überflüssig.

Die 18' hohe Tragwand ist an den Auflagern mittelst eines Rahmens befestigt, welcher aus je 3 neben einander stehenden senkrechten $^8/_8$ zölligen vertikalen Ständern, dann aus den in die obern Zangenhölzer eingelassenen kleinen Unterzügen, in welche erstere eingezapft sind, und aus Diagonalstreben besteht; durch diese Anordnung werden die als Stützpunkte für die von dem Auflager rechts und links auslaufenden Hauptstreben nothwendigen festen Punkte erhalten. Der Rahmen steht überdieß in einem gußeisernen Gehäuse, welches in die Zangenhölzer eingelassen und mit Vertiefungen, den sich darin stützenden Ständern und Streben entsprechend, versehen ist. Die an den Rahmen sich anstemmenden letzten Gegenstreben werden in die vertikalen Ständer eingezapft, und diese sind an den Punkten a a (Fig. 3) durch 2 Querriegel auseinander gehalten.

Zur Verminderung horizontaler Schwankungen bei der Bewegung der Lasten, zur Sicherung gegen die Seitenwirkung des Windes und zur Erhaltung der zwei Tragwände in stets lothrechten unter sich parallelen Ebenen sind oben und unten Windstreben angebracht.

Die ganze Brücke ist für ein Geleise bestimmt und die innere Breite der Fahrbahn beträgt 16 Fuß. Die Tragwände haben eine Ueberhöhung von 6 Zoll.

Die Streben und Zangenhölzer sind aus Fichtenbalken, die Stützklötzchen aus weißem Eichenholz geschnitten. Die Baukosten betrugen 111,000 Dollars, 83,000 Doll. für den Unterbau und 28,000 Doll. für den Oberbau.

Zuweilen wird die Brückenbahn auch auf die obern Zangenhölzer aufge-

*) Ghega, über nordamerikanischen Brückenbau. Wien 1845.

legt, wie dieß bei folgender Brücke über den Fluß Msta auf der St. Petersburg-Moskauer Bahn der Fall ist.

Auf der 86 geographische Meilen langen Bahn von Petersburg nach Moskau waren sehr viele Sümpfe und Gewässer zu passiren, wovon die einen theils mit Erde ausgefüllt, theils mit Pfahlrosten zur Gründung der Bahntrace versehen, die andern aber mit Brücken überspannt wurden. Besonders zwischen Volchow und Msta finden sich nur wenige trockene Stellen; alles ist Moraft, der oft 25 Fuß tief ist. Von den Brücken sind die über die Volchow, Msta und Werebja führenden die bedeutendsten; auf der Taf. X. ist die Brücke über die Msta in einem Theil der Ansicht und in zwei Querschnitten dargestellt. Dieselbe hat 9 Oeffnungen und ist im Ganzen 1927½ englische Fuß lang und 31½ Fuß breit. Die Pfeiler sind von Mitte zu Mitte 199½ Fuß entfernt. Der Oberbau ist nach dem Howe'schen System construirt und hat eine Höhe von 21 Fuß. Fig. 7, 8, 9. Der untere Theil der Brücke liegt 101½ Fuß über dem mittlern Wasserstand. Wie aus der Zeichnung Fig. 7 und 8 ersichtlich, ist jeder Pfeiler in seinem untern Theile aus Mauerwerk, in seinem obern Theile aber aus 15 hölzernen Ständern construirt, welche durch eiserne Zugbänder und hölzerne Kreuzstreben mit einander verbunden sind. Die hölzernen Theile der Pfeiler und die Stirnseiten der Träger sind mit Eisenblech beschlagen.

Von den in Deutschland nach dem Muster der Connecticutflußbrücke ausgeführten Howe'schen Constructionen sind besonders hervorragend: die Brücke über die Elbe bei Wittenberg, welche mehrere Oeffnungen von 171·3 rh. Fuß Weite hat und wobei die Träger 19′ hoch sind und die 8/8″ starken Haupt- und Gegenstreben sich gegen gußeiserne Schuhe stemmen; sodann die Brücke bei Besigheim auf der württembergischen Staatsbahn, deren Dimensionen schon in der Allgemeinen Baukunde §. 76. angegeben wurden. Die Brücke über die Rench bei Waldkirch mit 100′ Spannweite; die Brücke über die Nagold bei Reichenbach von 100′ Spa nnweite.

§. 42.

Die Vortheile der Howe'schen Brücken bestehen im Wesentlichen darin:

1) daß sie bei einer einfachen Construction große Spannweiten zulassen;
2) daß sie sich zu allen erdenklichen Communicationswegen vollkommen eignen;
3) daß sie bei eingetretenen Senkungen der Bahn durch Anziehen der Schraubenmuttern an den Hängbolzen wieder in ihre anfängliche Lage und Spannung zurückgebracht werden können, was namentlich bei den Long'schen weniger und bei den Town'schen Brücken gar nicht der Fall ist;
4) daß es in der Möglichkeit liegt, die Construction aus kurzen und nur mittelmäßig starken Hölzern zusammenzusetzen.

§. 43.

Die Burr'schen Brücken.

Der Hauptbestandtheil aller Burr'schen Brücken ist der Bogen, welcher mit irgend einer Fachwerkconstruction in Verbindung tritt.

In der Regel besteht das Fachwerk aus einer einzigen Reihe von Hauptstreben und Pfosten, aus einem einzigen oberen Streckbaum, in dem die Pfosten bloß verzapft sind, und aus 2 untern Streckbäumen, zwischen denen die Pfosten durchlaufen.

Im Staate Indiana sind mehrere Brücken der Art für Straßen auf 150' Spannweite ausgeführt worden. Die beiden Fahrbahnen von 14' Breite werden von drei 16 1/2 Fuß hohen Rippen getragen, welche durch obere und untere Windstrebensysteme horizontal verspannt sind. Auf jeder Seite eines Fachwerkes befinden sich 2 Bogen übereinander, jedoch mit Belassung eines kleinen Zwischenraums; jeder Bogen ist 15/8 Zoll stark; die einzelnen Bogenhölzer sind stumpf gestoßen und mit den Pfosten verbolzt.

Auch bei Cincinnati sieht man eine derartige Brücke über den Mill-creek von 195' Spannweite. Die beiden Seitenrippen sind 18', die Mittelrippe dagegen 25' hoch. Die Bogen sind etwas in die Pfosten eingelassen und mit denselben verbolzt. Bei den neuesten Burrbrücken sind die Bogen mit den Fachwerkspfosten nicht einfach verbolzt oder eingelassen und verbolzt, sondern sie tragen die Fahrbahn mittelst Hängeisen und untergelegten Klötzchen. Eine solche Brücke ist auf Taf. XI. Fig. 14, 15 und 16 abgebildet; sie dient dazu, die Cheshire-Eisenbahn bei Bellows Falls über den Connecticut zu führen. Die Spannweite der Brücke ist 175'; die lichte Höhe einer Fachwand 22'. Die Verbindung der Bogen mit den Pfosten ist hier mittelst zweier Klötze bewirkt, Fig. 16, welche zwischen dem obern Bogen und zweien zu beiden Seiten in den Pfosten eingeschnittenen Schultern eingeschoben sind, und die untern Streckbäume werden in der Mitte zwischen je zwei Pfosten noch einmal mittelst einer Hängstange an den Bogen aufgehängt. Die Brücke ist wie die meisten amerikanischen Brücken gedeckt und verschalt.

Eine andere Brücke der Art über den Onion, 3 Meilen von Burlington entfernt, besteht aus zwei Oeffnungen von 140' Spannweite. Der tragende Bogen besteht bei jeder Rippe aus 2 doppelten Bogen, von denen der untere, wie aus Fig. 17 zu ersehen, mit Bohlen verschalt ist. Die Verbindung der Pfosten mit den Bogen geschieht mittelst eines Keils, der durch eine Oeffnung mitten im Pfosten durchgesteckt ist, und der auf beiden Seiten auf 2 an dem Bogen befestigten Satteln ruht. Außerdem sind die Bogen noch mit den Pfosten verbolzt.

Die Eisenbahn liegt hier auf den Tragrippen, welche gleichzeitig eine Straßenbahn tragen.

§. 44.

Brücken von Thayer.

Thayer suchte die in ihrer Art vollkommensten Systeme von Howe und Burr zu vereinigen. Er behielt das Fachwerk bei, verstärkte es durch einen Bogen, setzte aber, um den Seitenschub auf die Widerlager aufzuheben, die Bogenenden in die untern Streckhölzer. Hierdurch wird nicht allein jedem Träger eine in allen Punkten gleichmäßige Stärke verliehen, sondern etwaige Senkungen der Bahn können auch wieder durch Anziehen der Schraubenmuttern an den Hängbolzen entfernt werden.

Die Fig. 18 und 19 stellen eine Thayer'sche Tragrippe vor. Dieselbe hat 4 obere und 4 untere Streckbäume, zwischen denen sich 3 Zwischenräume ergeben; über dem mittelsten derselben befindet sich der Bohlenbogen, in den beiden äußersten Zwischenräumen sind die Pfosten eines gewöhnlichen Fachwerks, welches bloß Hauptstreben, aber keine Gegenstreben hat; statt dieser sind zwischen den Pfosten und Hauptstreben andere Pfosten und Hängeisen angebracht, mittelst denen das Fachwerk mit dem Bogen verbunden ist.

Diese Thayer'schen Träger haben, wie alle aus verschiedenen Systemen zusammengesetzten Tragrippen, den Nachtheil, daß Bogen und Fachwerk verschiedene Senkungen annehmen und selten mit einander tragen, obgleich daher in der Idee gut, sind sie für die Ausführung nicht zu empfehlen.

§. 45.

Brücken von Brown.

Aehnlich verhält es sich mit den Brücken von Brown. Die auf Taf. IX Fig. 20, 21 und 22 dargestellte Brücke, welche 150' Spannweite hat, unterscheidet sich von obigen Brücken bloß dadurch, daß der Bogen wieder mehr als allein tragender Theil hervortritt. Die obern Streckbäume sind nur schwach, die untern dagegen sehr stark und liegen nicht nebeneinander, sondern übereinander, in der Ebene des Bogens selbst. Die Pfosten und Streben des Fachwerks sind doppelt und bilden Zangen, welche den Bogen und die Streckbäume umfassen. Außerdem sind noch doppelte Gegenstreben angebracht, welche in der Diagonale der beiden Trapeze liegen, in welche jedes Fach durch den Bogen getheilt wird.

Die größte Brücke, welche Brown, jedoch abweichend von der vorigen Construction, erbaut hat, ist die Cascadebrücke, welche die Erie-Eisenbahn über eine 175' tiefe und oben mehr als 300' weite Schlucht führt. Eine halbe Ansicht dieser Brücke und ein Theil ihres Querschnitts ist durch die Fig. 23 und 24 gegeben. Wie ersichtlich, sind die Tragrippen lediglich als nach einem Kreissegment gebogene Howe'sche Rippen zu betrachten, deren rückwirkende Festigkeit in Anspruch genommen ist. *)

§. 46.

Town's Gitterbrücken.

Eine vor etwa 20 Jahren eingeführte, ganz eigenthümliche Brückenconstruction ist jene des Ingenieur Town aus New-Haven. Es sind Wände, welche aus zwei in entgegengesetzter Richtung schräg gestellten Reihen von sich kreuzenden 3'' dicken und 12'' breiten fichtenen Bohlen zusammengesetzt sind, und vertikal auf den Pfeilern ruhen. (Allgemeine Baukunde, 1. Thl. S. 112.) Diese Wände, welche noch an ihrer obern und untern Kante mittelst an beiden Seiten angebrachter fortlaufenden Streckhölzer zusammengehalten sind, bilden die eigentlichen Träger der Bahn. An allen Punkten, wo die Bohlen sich kreuzen, werden sie mit hölzernen Nägeln aneinander befestigt.

---

*) Förster's Bauzeitung 1851. S. 78.

Es hat für diese Constructionsart eine Modeepoche gegeben, wo ihre Anwendung eine fast allgemein gewordene war, und sich auch in verschiedene Theile Deutschlands erstreckte. Die gänzliche Vermeidung von großen Balken und von Eisenbahnbestandtheilen, und die fast ausschließliche Benützung von gewöhnlichen Bohlen bei Erzielung von großen Spannweiten durch einen einfachen Verband, rechtfertigte allerdings den Ruf, den sich diese amerikanische Erfindung erworben hat. Daß sie aber heut zu Tage nicht mehr diese ausgedehnte Anwendung findet, erklärt sich einfach dadurch, daß man durch die Howe'sche Construction in den Besitz einer solidern Brückengattung kam, die zwar mehr kostet, aber dafür auch mehr Sicherheit und Dauer gewährt.

Die Eisenbahn von New-York nach Harlem hat eine 700' lange Town'sche Gitterbrücke mit 4 Oeffnungen zu 175 Fuß im Lichten. In und bei Philadelphia, auf der Philadelphia-Columbia-Eisenbahn, in Utica, Rochester und Lockport über den Erie-Canal findet man diese Construction sehr häufig angewendet.

Bei Richmond in Virginien geht die lange Südeisenbahn über den Jamesfluß mit einer Town'schen Gitterbrücke, die 12 Oeffnungen hat, jede zu 150 Fuß.

Noch andere Gitterbrücken sind in der Zusammenstellung auf Seite 114 der Allgemeinen Baukunde angegeben.

Verschiedene Anordnungen hinsichtlich der Auflagerung der Bahn auf den Gittern sieht man aus der Taf. VIII.

Die Fig. 28 zeigt den Querschnitt einer Gitterbrücke auf der Philadelphia-Wilmington-Baltimore-Eisenbahn.

Die Fig. 29 zeigt den Querschnitt einer Gitterbrücke auf derselben Bahn.

§. 47.

Brücken von Remington.

Erst im Jahre 1848 trat Remington mit einer Construction auf, die durchaus von allen bis jetzt bekannten Holzconstructionen abweicht. Sie gründet sich auf die absolute Festigkeit der Holzfaser und besteht darin, daß schmale Holzstreifen von einem Widerlager zum andern ausgespannt werden, ähnlich wie die Walzeisenstreifen einer Bandbrücke, und daß sodann die Brückenbahn auf denselben entweder unmittelbar aufliegt, oder, wenn sie horizontal sein soll, auf Pfosten ruht, die durch Andreaskreuze miteinander verbunden sind und den Druck etwas vertheilen.

Remington machte den Entwurf zu einer Brücke von 436 Fuß Spannweite. Der tragende Theil dieser Brücke besteht aus einem 10' breiten und 1½" dicken Band von Tannenholz, das aus 10 Reihen von neben einander gelegten, an ihren Enden überplatteten und zusammengeleimten Brettern von 1' Breite gebildet wird. Die 2 letzten Bretterlängen werden bis zu 5½ Zoll verstärkt wegen der Befestigung an die Widerlager.

Der Leim ist vermuthlich sogenannter Seeleim, der die Eigenschaft hat, mit außerordentlicher Kraft an dem Holz zu haften und in Wasser nicht zu erweichen.

Bis jetzt sind noch keine größeren Brücken der Art in Ausführung gekommen, allein in Erwägung des Umstandes, daß die absolute Festigkeit des Holzes

3 bis 4 Mal so groß ist, wie die rückwirkende, auf die man eine Masse von Holzconstructionen zu gründen pflegte, dürfte das System von Remington nicht ganz zu verwerfen sein, zumal wenn es gelingen sollte, die Verbindung der dünnen Holzstreifen auf eine solide Art zu bewerkstelligen.

§. 48.

Formeln zur Berechnung der amerikanischen Brücken.

1) Für die Fachwerk- und Howe'schen Brücken:

sei $2P$ die Last in der Mitte der Brücke;

p die gleichförmig vertheilte Last für die Längeneinheit;

$Q_{(l)}$ die Kraft, womit die obern Streckbäume gedrückt und die untern gespannt werden für die Mitte, und

$Q_{(o)}$ für die Widerlager;

$S_{(l)}$ und $S_{(o)}$ der Druck, den die Streben auszuhalten haben;

$Z_{(l)}$ und $Z_{(o)}$ die Spannung der Zugbänder;

$2l$ die Spannweite;

h die senkrechte Entfernung der Streckbäume;

r die senkrechte Entfernung der Zugbänder;

s die Länge einer Strebe;

q die senkrechte Entfernung der Streben;

d die Entfernung der Stützpunkte der Streben;

so hat man nach Anhang Nr. 1. Gl. I. a.:

$$h \,.\, Q_{(l)} = Pl + \tfrac{1}{2} p l^2$$

$$q \,.\, S_{(l)} = r \,.\, Z_{(l)} = d\,(P + pl)$$

und

$$h\, Q_{(o)} = 0$$

$$q\, S_{(o)} = r\, Z_{(o)} = d \,.\, P.$$

Wird das Zugband vertikal, wie bei einer einfachen Howe'schen Brücke, so wird $r = d$ und man hat nach Gl. III.:

$$Q_{(l)} = \frac{l}{h}(P + \tfrac{1}{2} pl)$$

$$Z_{(l)} = P$$

$$S_{(l)} = \frac{d}{q} \,.\, P \text{ und}$$

$$Q_{(o)} = 0$$

$$Z_{(o)} = P + pl$$

$$S_{(o)} = \frac{d}{q}(P + pl)$$

Gehen die Streben der Howe'schen Rippe immer über eine Hängsäule hinaus, so kommen die Formeln VIa und VIb des Anhangs §. 1. in Anwendung.

Läuft die Strebe über 2 Hängsäulen hinaus, so müssen die Formeln VII desselben §. Anwendung finden.

Betrachtet man den Howe'schen Träger als einen elastischen Körper, so hat man zur Berechnung die Formeln des §. 77. der Allgemeinen Baukunde anzuwenden.

2) Für die aus Bogen und Fachwerk zusammengesetzten Brücken.

Außer den früheren Bezeichnungen seien noch:

f die Pfeilhöhe des Bogens;

D die Pressung im Bogen;

so hat man nach Anhang §. 2. für senkrechte Hängsäulen und geneigte Streben (nach den Gl. III. und IV.):

$$Z_{(o)} = 0{\cdot}5\ l p'$$

$$S_{(o)} = 0{\cdot}5\ \frac{s}{h} \cdot l p'$$

$$D = l(p + p')\sqrt{1 + \left(\frac{l}{2f}\right)^2}$$

wobei p' eine zufällige Belastung pro Längeneinheit bedeutet.

Sind hiernach die verschiedenen Spannungen und Pressungen ermittelt, so lassen sich auch die Querschnitts-Dimensionen der Constructionstheile einfach berechnen.

3) Für die Gitterbrücken von Town.

Auch hier könnten die Pressungen und Spannungen in den einzelnen Theilen der Construction besonders berechnet und darnach die Dimensionen ermittelt werden; wir ziehen jedoch der Einfachheit wegen vor, den Weg einzuschlagen, welcher schon in dem ersten Theil dieses Werkes S. 115 angeführt worden ist.

Das Trägheitsmoment des Gitters sei $\int v^2 dw$; so ist das Widerstandsmoment:

$$\frac{R_1}{v^1} \int v^2 dw; \text{ man hat daher}$$

zur Bestimmung der Dimensionen die Gleichung:

$$\frac{R_1}{v^1} \int v^2 dw = P.l$$

wenn 2P die Last in der Mitte,
und 2l die Länge des Gitters bedeutet.

§. 49.
Ausführung hölzerner Brücken.

Nachdem im Allgemeinen die Construction der neu auszuführenden Brücke bestimmt ist, werden die erforderlichen Risse oder Baupläne nach einem so großen Maßstabe gezeichnet, daß alle Einzelheiten deutlich darauf zu ersehen sind. Bei sehr verwickelten Holzconstructionen für große Spannweiten fällt aber dieser

Maßstab gewöhnlich für die Details noch zu klein aus, daher diese noch besonders in $1/5$ bis $1/2$ der natürlichen Größe herausgetragen werden müssen; auch die Anfertigung eines Modells ist hier oftmals sehr vortheilhaft und gibt zu mancherlei Verbesserungen Anlaß.

Die Werkzeichnungen werden nur einfach ausgezogen, cobirt, und die Schnitte mit einer dem Material entsprechenden Farbe angegeben.

Die ersten Arbeiten bei der Ausführung des Baues bestehen in der Herbeischaffung der nöthigen Materialien und der erforderlichen Maschinen zum Einrammen der Pfähle und Versetzen der Steine. Nächstdem wird die Brücke im Grundrisse abgesteckt, und die Achse derselben, sowie eine Normalhöhe über dem niedrigsten Wasser, worauf sich alle Höhen des Baues beziehen, genau bestimmt. Die Brückenachse wird durch kantig bearbeitete eingerammte Pfähle, die zugleich als Höhenfixpunkte dienen können, bezeichnet.

Bei einer Jochbrücke wird nunmehr an das Einrammen der Jochpfähle geschritten, wobei man die Rammmaschine entweder auf stehende oder schwimmende Gerüste stellt, je nachdem es die Verhältnisse erfordern. Nachdem sämmtliche Pfähle eingerammt sind, werden die Schwellen genau nach dem Nivellement aufgezapft und verbolzt. Bei Grundjochen erfordert die letztere Arbeit öfters eine Abdammung der Baustelle. Sind die Jochständer eingesetzt und horizontal abgeschnitten, so werden endlich die Jochholme aufgezapft und die Bundzangen angelegt. Gleichzeitig mit der Aufstellung der Joche werden die Fundamente der Widerlager hergerichtet und die Mauern schichtenweise aufgeführt. Dabei sind nun wieder gewisse Zurüstungen erforderlich, die den obwaltenden Verhältnissen entsprechend angeordnet sein müssen.

Bei einer Pfeilerbrücke sind gleichzeitig mit den Widerlagern auch die Pfeiler aufzuführen; hierbei hat man nur hauptsächlich darauf zu achten, daß die Fundamente in ein und dieselbe Tiefe zu liegen kommen und das Mauerwerk sorgfältig nach der Absteckung und dem Nivellement ausgeführt wird. Sind die Joche oder Pfeiler aufgestellt, so werden die Straßenträger oder überhaupt die Tragrippen aufgebracht, zu welchem Behufe man sich abermals einfacher Gerüste bedienen kann.

Die Tragrippen müssen aber vorher auf dem Werkplatze nach einer Zeichnung in natürlicher Größe auf einem Reißboden so zusammengesetzt oder abgebunden werden, wie sie beim Aufschlagen zu stehen kommen sollen, oder mit andern Worten, es muß der Werksatz angelegt werden. Alle Hölzer sind genau nach dem Risse zuzuschneiden und mit ihren Zapfen und Versatzungen zu versehen. Sind Balken oder Bohlen zu krümmen, so hat man dabei nach früherer Anleitung zu verfahren, und es wird sich hauptsächlich nur darum handeln, ob die Bogen gleich an Ort und Stelle auf einer Flußrüstung oder auf dem Werkplatze mit Hilfe einer Landrüstung zusammengesetzt werden sollen. Ersteres stellt sich gemeinhin für größere, letzteres für kleinere Bogen vortheilhafter heraus.

Bei den Howe'schen Brücken hat man besonders darauf zu achten, daß zwischen die Stöße der oberen Längenbalken Eisenblech kommt, wegen der Zusammenpressung der Hölzer an den Hirnholzflächen, ferner, daß die Längenverbindung

der einzelnen untern Längenbalken möglichst solid durch eiserne Zwischenplatten und schmiedeiserne Bänder bewirkt wird, damit kein Auseinandergehen der Stoßflächen Statt haben kann. Eiserne Bänder allein sind nicht ausreichend, vielmehr sind noch gußeiserne Zwischenplatten mit rechtwinklichem Hackenblatt fast unerläßlich und sollten deßhalb nie weggelassen werden, da Senkungen unter die Horizontale niemals vorkommen dürfen. Die Köpfe und Muttern der Hängbolzen müssen mit großen Scheiben oder eisernen Platten unterlegt sein.

Bei allen künstlich verstärkten Trägern hölzerner Brücken hat man bei der Anordnung des Werksatzes Rücksicht auf die spätere Senkung zu nehmen, und es wird sich die Größe dieser Senkung nach der Spannweite und der Zahl der Verbindungen und Versatzungen richten. Gewöhnliche Häng- oder Sprengwerke bedürfen bei guter Ausführung einer Ueberhöhung von $^1/_{200}$ der Spannweite; Wiebeking'sche Balkenbogen dagegen müssen um $^1/_{160}$ und Bohlenbogen aus Eichenholz um $^1/_{240}$ der Spannweite überhöht werden. Außer dieser Ueberhöhung pflegt man bei größeren hölzernen Straßenbrücken noch eine weitere hinzuzufügen, um für alle Zeiten eine Convexität der Brückenbahn zu erhalten; eine Steigung der Bahn von 2 Procent kann ohne Bedenken angenommen werden.

Die Howe'schen Brücken dürfen nur 0,002 bis 0,003 der Spannweite überhöht werden, indem sonst bei einer Senkung die Gegenstreben locker werden und nicht mehr tragen helfen.

Nachdem die Tragrippen aufgeschlagen sind, wird der Oberbau der Brücke vollendet und die Wegnahme der Gerüste bewerkstelligt.

Obgleich alles zur Construction verwendete Holz möglichst trocken sein muß, so ist es doch rathsam, den zum Schutze desselben nöthigen Oelfarbanstrich nicht sogleich aufzubringen, sondern erst, nachdem das Holz einige Zeit der Luft ausgesetzt war. Die Theile der Construction, welche in das Wasser zu stehen kommen, müssen ihren Theeranstrich natürlich schon dann erhalten, wenn sie noch zugänglich sind.

Um endlich die Brücke auf die größte Belastung zu probiren, fährt man eine Kies- oder Sandlage auf, welche an Gewicht dieser Belastung gleichkommt. Weder in dem Mauerwerke noch in der Holzconstruction dürfen hierdurch die geringsten Risse oder Sprünge bewirkt werden.

Dritter Abschnitt.

I. Feste Brücken.

---

2. Steinerne Brücken.

I. Feste Brücken.

2. Steinerne Brücken.

Historische Einleitung.

§. 50.

Steinerne Brücken in Europa.

Die steinernen Brücken gehören wohl zu den ältesten Constructionen, welche man ausgeführt hat, um mit Straßen oder Canälen die Thalwege der Bäche und Flüsse zu überschreiten; sie sind in der That auch die einfachsten Bauwerke in Hinsicht auf ihre Zusammensetzung, da sie immer nur die Darstellung eines oder mehrerer Gewölbe erfordern, welche sich zwischen festen unverrückbaren Widerlagern befinden, und übertreffen dabei an Dauerhaftigkeit und Solidität alle andern Constructionen, welche zur Erlangung des gleichen Zweckes angewendet werden können.

In Italien wurde schon 100 Jahre v. Chr. die Brücke Emilius zu Rom über die Tiber gebaut*). Sie hatte 7 Bogen von 15·6 bis 23·7 Mtr. Oeffnung; 127 Jahre vor Chr. baute Flavius Scipio die Ponte Rotto über die Tiber, welche Gregor VIII. im Jahr 1575 restauriren ließ und wovon noch ein Bogen von 24·36 Mtr. Oeffnung und 13 Mtr. Breite erhalten ist. Palladio bezeichnet die Brücke von Rimini, unter Augustus erbaut, als das schönste Bauwerk früherer Zeit; sie ist aus 5 Halbkreisbogen zusammengesetzt, wovon die beiden äußeren 7·14 Mtr. und die 3 mittlern 8·77 Mtr. Oeffnung haben. Besondere Erwähnung verdienen die Brücken Fabricius und Sestius zu Rom; erstere, unter Papst Innocent XI. im Jahr 1680 wieder hergestellt, hat einen einzigen Bogen von 24·36 Mtr. Oeffnung; letztere, unter den Kaisern Valens und Valentinian erbaut, hat 2 Bogen von 25·34 Mtr. Weite und es befindet sich in dem Zwischenpfeiler eine große Oeffnung, um für die Hochwasser einen größern Fluthraum zu erhalten. Ihre Breite ist 15·6 Mtr. Beide Brücken wurden auf Steinwürfe und umgekehrte Quadergewölbe gegründet, da der Boden sehr zusammenpreßbar gewesen sein soll.

*) Traité de la Construction des ponts par Gauthey. Paris 1809.

Außer den beiden Brücken bei Vicenca, Spoletto, Civita=Castellane u. a. m. ist die unter Trajan gegen das Jahr 120 erbaute Brücke bemerkenswerth; sie hatte 5 Halbkreisbogen von je 55 Mtr. Oeffnung, welche mit ihren Anfängern 14 Mtr. über dem Mittelwasser lagen; die Pfeiler waren 19·5 Mtr. stark und 26 Mtr. breit. Der bedeutenden Strömung des Wassers wegen befestigte man die Sohle des Flusses durch versenkte Steinschiffe und füllte die Zwischenräume mit eingeworfenen Steinsäcken aus. Einige Ueberreste der Pfeiler bezeichnen noch die Stelle, wo dieses colossale Bauwerk errichtet war.

Von den Bauwerken späterer Zeit ist besonders wichtig die Brücke zu Pavia über den Tessin und zu Florenz über den Arno. Letztere, von Michel Angelo erbaut, hat einen Bogen von 42·23 Mtr. Weite und 9·1 Mtr. Pfeilhöhe; ihre Breite ist 11 Mtr. Das Gewölbe hat nur 1·62 Mtr. Stärke im Scheitel.

Ferner sind bemerkenswerth die Brücken: Rialto in Venedig, erbaut im Jahr 1578, Corvo bei Aquino, im Jahr 1505 vollendet; Felice zu Rom 1587; Dora in Turin. Die erstere hat einen Bogen von 29·56 Mtr. Weite und 6·28 Mtr. Pfeilhöhe und besteht ganz aus Marmorquadern. Letztere hat einen Bogen von 45 Mtr. Weite und 5·5 Mtr. Pfeilhöhe und ist ebenfalls aus Marmor ausgeführt. Die Taf. XI. Fig. 2 gibt ihre Ansicht.

Auch England hat großartige steinerne Brücken aufzuweisen. Die älteste Brücke zu London über die Themse wurde im Jahr 1176 angefangen; sie bestand aus 9 Bogen von 18·5 bis 19·5 Mtr. Oeffnung, welche eine gothische Form hatten und durch sehr starke Pfeiler von einander getrennt waren.

Nach dieser folgt die von La=Belie erbaute Westminster=Brücke über die Themse zu London, wobei die ersten Senkkasten zur Fundation der Pfeiler angewendet wurden. Die Bogen haben 16·6 bis 23·4 Mtr. Weite und sind durch 3·3 bis 4·7 Mtr. starke Pfeiler getrennt.

Auch die Brücken von Blak=Friards und von Kiou, von Hennelay über die Themse verdienen Erwähnung; erstere hat 9 Bogen von 22·09 bis 29·56 Mtr. Weite; die Pfeiler haben $\frac{1}{4}$ der Spannweite zur Stärke.

Von Brücken neuerer Zeit sind durch die Spannweiten der Bogen ausgezeichnet: die Chester=Brücke über den Dee, welche einen Bogen von 62 Mtr. Weite mit $\frac{1}{5}$ Verdrückung hat, Taf. XI. Fig. 1; sodann die neue London= und die Waterloo=Brücke über die Themse in London. Die erstere hat 5 Bogen, zwei von 39·5, zwei von 42·5, und der Mittelbogen von 46·2 Mtr. Spannweite bei $\frac{1}{4{\cdot}4}$ Verdrückung. Wie die Fig. 3 zeigt, bildet die ganze Brücke eine ruhige großartige Masse, welche durch das gute Verhältniß der Weite der Bogen zu der Höhe derselben, und der Höhe und Dicke der Pfeiler noch mehr hervorgehoben wird. Die Waterloo=Brücke hat 9 Oeffnungen von 40·8 Mtr. Weite und $\frac{1}{4{\cdot}2}$ Verdrückung. Noch andere wichtige Bauwerke hat Telfort ausgeführt und in seinem Werke näher beschrieben.

Frankreich ist reich an steinernen Brücken. Zu den ältesten gehören ohne Zweifel die Brücken von Avignon (1187), von Guillotière (1245) und von

Saint-Esprit (1285) über die Rhone, alle mit Halbkreisbogen von 8 bis 33 Mtr. Weite.

Sodann sind erwähnungswerth: die Brücke von Cèret über den Tech (1336), welche einen Halbkreisbogen von 45 Mtr. Weite hat; ferner die Brücke von Vieille-Brioude über den Allier (1454) mit einem Bogen von 54·2 Mtr. Weite und 21 Mtr. Pfeilhöhe; es ist dieß der größte Bogen, welcher in Frankreich vorkommt, seine Stärke im Scheitel beträgt 1·62 Mtr.

Brücken aus dem 16. und 17. Jahrhundert sind:

Die Brücke Notre-Dame zu Paris (1412); sie hat 6 Halbkreisbogen von 9·5 bis 17·3 Mtr.-Spannweite; die Pfeiler sind 3·5 Mtr. stark.

Die Brücke von Toulouse über die Garonne (1543), mit 7 Oeffnungen, welche Korbbogen bilden von 14·6 bis 34·4 Spannweite.

Die Pont-Neuf zu Paris (1604) mit Halbkreisbogen von 14 bis 19·2 Mtr. Weite.

Die Brücke Saint Michel zu Paris (1618) mit 4 Bogen, 2 von 13·7 und 2 von 9·7 Mtr. Oeffnung.

Die Brücken Hôtel-Dieu, Arcueil, Marie, alle mit Halbkreisbogen von 7·8 bis 17·8 Mtr. Weite.

Von Brücken mit Korbbogen ist besonders die Tuilerienbrücke in Paris zu nennen (1685); sie hat 5 Bogen von 21 bis 23·5 Mtr. Spannweite. Der belgische Baumeister Romano soll bei der Fundation der Pfeiler dieser Brücke die erste Baggermaschine und auch zum ersten Male die Bétonmasse in Frankreich angewendet haben. Aus dem 18. Jahrhundert sind folgende Bauwerke erwähnungswürdig: Die Brücke von Orleans über die Loire (1760) von Hupeau entworfen. Sie hat 9 Korbbogen von 29·9 bis 32·5 Mtr. Oeffnung und 1/4 Verdrückung. Die Pfeilerstärken wechseln zwischen 5·5 bis 5·85 Mtr. und die Widerlager haben bei einer Höhe von 3·25 Mtr. 7·15 Mtr. Dicke. Die Fundamentirung geschah auf Pfahlroste.

Die Brücke von Saumur über die Loire (1764), von Cessart vollendet. Sie hat 12 Korbbogen von 19·5 Mtr. Weite und 1/3 Verdrückung. Die Pfeiler sind 3·9 Mtr. stark und wurden mit Senkkasten gegründet.

Die Brücke von Moulin über den Allier (1764), von Regemortes erbaut, hat 13 Korbbogen von 19·5 Mtr. Weite mit 3·57 Mtr. starken Zwischenpfeilern. Die Brücke von Mantes über die Seine (1765), von Perronet vollendet, hat 3 Korbbogen von 35·1 und 39 Mtr. Oeffnung. Die 1·14 Mtr. hohen Pfeiler sind 7·8 Mtr., die Widerlager dagegen 8·77 Mtr. stark.

Die Brücke von Nogent über die Seine, 1769 von Perronet erbaut, hat einen Korbbogen von 29·24 Mtr. Weite und 8·77 Pfeilhöhe.

Die Brücke von Pesmes, im Jahr 1772 von Bertrand erbaut, hat 3 Stichbogen von 13·64 Mtr. Weite und 1/12 Verdrückung. Die Dicke des Schlußsteins ist 1·19; die Höhe der Widerlager 3·57 und ihre Stärke 3·9; Pfeilerstärke 1·95 Mtr. Es war dieß die erste Brücke in Frankreich, bei welcher die Gewölbe ganz über das Hochwasser gelegt wurden, welche aber wegen zu geringer Widerlagsstärke bedeutende Senkungen zeigte.

Die Neuilly-Brücke über die Seine bei Paris von Perronet, in den Jahren 1768 bis 1774 erbaut, gilt für das kühnste und schönste Bauwerk der damaligen Zeit. Wie aus Taf. XI. Fig. 4 ersichtlich, hat dieselbe 5 Korbbogen von 1/4 Verdrückung und 39 Mtr. Weite. Die Anfänge der Gewölbe sind mit dem Niederwasser in einer Ebene. Die Dicke der Pfeiler ist 4·22 Mtr., die der Widerlager 10·8 Mtr. Die Breite der Brücke beträgt 14·62 Mtr., wovon 9·42 auf die Fahrbahn und 2·03 auf jedes Trottoir kommen. Die Gewölbe sind mit sogenannten Kuhhörnern versehen, um die Contraction des durchströmenden Wassers zu mindern und der Brücke ein leichteres Ansehen zu geben. Die Fundation geschah auf Pfahlroste 2·3 Mtr. unter dem Niederwasser.

Durch Leichtigkeit und Kühnheit der Gewölbe zeichnen sich unter andern Brücken besonders aus:

Die Brücke Fouchard's zu Saumur, welche 3 Stichbogen von 25·99 Mtr. Weite und 2·635 Pfeilhöhe hat. Die Widerlager haben bei einer Höhe von 5·2 Mtr. eine Stärke von 9·74 Mtr., und die Pfeiler sind an der Basis 3·9 Mtr. stark. Die Gewölbe wurden 0·35 Mtr. überhöht und zeigten nach der Ausrüstung eine Senkung von 0·19 Mtr. Die Brücke Saint-Marence über die Oise (1784) mit 3 Stichbogen von 23·39 Mtr. Weite und 1·95 Pfeilhöhe. Die Pfeiler sind durchbrochen und haben 2·92 Mtr. Stärke. Die Dicke der Gewölbe im Scheitel ist 1·46 Mtr. Die Brücke Chateau-Thierry über die Marne (1786), nach Perronet ausgeführt, hat 3 Korbbogen von 15·6 und 17·5 Mtr. Weite mit 1/3 Verdrückung. Die Stärke der 4·14 Mtr. hohen Pfeiler ist 4·38 Mtr., die der mit Strebepfeilern verstärkten Widerlager 4·55. Die Gewölbe haben im Scheitel 1·14 und 1·22 Mtr. Dicke.

Die Brücke Concordia zu Paris (1791), nach dem Entwurfe von Perronet, hat 5 Stichbogen von 23·4 Mtr., 26 Mtr. und 28·6 Mtr. Weite und 1·95 Mtr., 2·66 Mtr. und 2·99 Mtr. Pfeilhöhe. Die Pfeiler, welche 5·85 Mtr. über das Niederwasser hervorragen, haben 2·92 Mtr., die Widerlager 15·6 Mtr. Stärke. Die Dicke der Gewölbe im Scheitel beträgt 0·97, 1·06 und 1·14 Mtr.

Die Nemoursbrücke über den Loing (1805) von Boistard, nach dem Entwurf von Perronet erbaut, hat 3 Stichbogen von 16·24 Mtr. Weite und nur 0·955 Mtr. Pfeilhöhe. Die 5·85 Mtr. hohen Widerlager sind 5·14 Mtr. stark und haben 3 Strebepfeiler von 5·2 Mtr. Länge und 1·95 Mtr. Stärke. Die Dicke der Gewölbe beträgt 0·975 Mtr., die der Pfeiler 2·27 Mtr. Die Brücke hat trotz ihrer starken Verdrückung keine nachtheiligen Senkungen angenommen.

Auch Deutschland fehlt es nicht an merkwürdigen Brückenbauten. Eine der ältesten Brücken ist die zu Dresden über die Elbe, welche während der Jahre 1727 und 1731 restaurirt wurde. Sie hat 18 Halbkreisbogen und eine Gesammtlänge von 441 Mtr. Nach dieser folgen die Brücken zu Prag, Regensburg, Würzburg, Nürnberg; alle, mit Ausnahme der letztern, welche 29·6 Mtr. Weite und 3·9 Mtr. Pfeilhöhe hat, mit Halbkreisbogen und dicken Pfeilern.

Die Fortschritte, welche der Brückenbau in Frankreich im 18. Jahrhundert machte, konnten für Deutschland nicht ohne günstigen Einfluß sein. An die Stelle der Halbkreisgewölbe traten die Korbbogen oder Segmente und an

Statt der dicken Pfeiler wurden dünnere erbaut. Wenn die steinernen Brücken hierdurch schon häufiger als die solidesten Bauwerke in den Vordergrund treten mußten, so gab der vor einigen Jahrzehnten begonnene und bis auf die neueste Zeit fortgesetzte Eisenbahnbau noch mehr Veranlassung zu ihrer Anwendung. Fast kein Theil von Deutschland ist ohne interessante Bauwerke, insbesondere aber hat Sachsen das größte aufzuweisen, was je auf diesem Gebiete der Baukunst zu Tage gefördert wurde; es ist die Göltzschthal-Ueberbrückung. Ihre Länge ist 579 Mtr. und ihre größte Höhe über der Thalsohle 77·84 Mtr.; der Bau ist in 4 Etagen getheilt und hat in der obersten Etage 27 Halbkreisbogen von 14 Mtr. und einen Mittelbogen von 28·3 Mtr. Weite. Die Fig. 6, Taf. XI., gibt die Hauptansicht dieses großartigen Werkes.

Etwas kleiner ist die Elsterthal-Ueberbrückung; ihre Länge ist 271·4 Mtr.; ihre größte Höhe 67·9 Mtr. Die Gewölbe in den beiden Etagen haben 28·3 Mtr. Durchmesser. Fig. 7. Auch die Bietigheimer Enzthal-Ueberbrückung auf der württembergischen Staatsbahn ist durch ihre Größe und Schönheit ihrer Ausführung hervorragend; die größte Höhe ist 32·1 Mtr.; 21 Halbkreisbogen von 12 Mtr. Weite tragen den Schienenweg und liegen mit ihren Anfängern über den ebenso weiten, aber flachen Spanngewölben. Die Pfeiler haben oben nur 1·68 Mtr. Stärke bei einer Höhe über dem Sockel von 16 Mtr. Die Stärke der Hauptgewölbe ist 0·84 Mtr., die der Spanngewölbe 0·7 Mtr.

Ausgezeichnet durch ihre Größe und harmonischen Verhältnisse ist die Neckarbrücke bei Ladenburg auf der badischen Staatsbahn. Fig. 5. Sie hat 7 Segmentbogen von 27 Mtr. Spannweite mit $^1/_8$ Verbrückung. Die Stärke der 9 Mtr. hohen Pfeiler beträgt oben 3·15 Mtr., unten 3·6 Mtr., die der Widerlager 12 Mtr.

Von den steinernen Brücken im Allgemeinen.

§. 51.
Form der Gewölbe.

Jede steinerne Brücke ist eine Zusammensetzung von Steinen in Form eines Gewölbes, welches die Eigenschaft hat, sich selbst und die sie treffenden größten Lasten mit Sicherheit zu tragen.

Je nach der Form des Gewölbes unterscheidet man:

1) Brücken mit Halbkreisbogen;
2) „ „ Stichbogen (Segmente);
3) „ „ gedrückten Bogen, Korbbogen, Ellipsen;
4) „ „ überhöhten Bogen, Ellipsen, gothische Bogen.

Die Halbkreisform, als die älteste, ist zugleich die einfachste und am leichtesten auszuführende. Das Halbkreisgewölbe ist auch in Bezug auf Festigkeit und Dauer jedem andern Gewölbe vorzuziehen, allein seine Anwendung bedingt entweder eine bedeutende Höhe der Construction, oder wenn diese gegeben, eine große Anzahl von Pfeilern. Bei Brückcanälen und Viaducten, die oft über ein hohes Thal führen, pflegt man daher vorzugsweise die Halbkreisgewölbe zu

wählen, während solche bei Flußüberbrückungen, wo die Größe der Durchflußöffnung und die Gründung der Pfeiler in Betracht kommen, weniger zweckmäßig sind.

Die Stichbogen oder Segmente geben nicht nur, auf hohen Pfeilern stehend, die größte Durchflußöffnung, sondern sie gestatten auch bei gleicher Höhe der Bahn über dem Hochwasser die größten Spannweiten. Ihre Nachtheile sind: daß sie einen bedeutenden Seitenschub ausüben, daher größere Gewölbstärke und dickere Widerlager erfordern, wie die Halbkreise, und ferner, daß sie mehr Schwierigkeiten in der Ausführung machen. Die flachsten Gewölbe, welche in Frankreich ausgeführt wurden, haben zwar $^1/_{13}$ bis $^1/_{17}$ Verdrückung, allein die Erfahrung lehrt, daß eine Verdrückung von $^1/_{12}$ schon als Maximum betrachtet werden sollte, wenn das Gewölbe höchstens 10 Mtr. Weite hat; für Gewölbe von 10 bis 20 Mtr. $^1/_{10}$; für 20 bis 30 Mtr. $^1/_8$; für 30 bis 60 Mtr. $^1/_6$. Dabei muß noch vorausgesetzt werden, daß die Gewölbe aus Quadern oder hart gebrannten Backsteinen bestehen, denn Bruchsteingewölbe dürfen höchstens eine Verdrückung von $^1/_6$ oder bei kleinen Spannweiten von $^1/_8$ haben.

Auch die gedrückten Bogen, Korbbogen oder Ellipsen, gewähren in gewissen Fällen mehr Vortheile, wie der Halbkreis; sie lassen unter sonst gleichen Verhältnissen größere Spannweiten zu und geben einen größern Fluthraum. Dabei haben sie noch gegen den Stichbogen den Vorzug, daß der Seitenschub auf die Widerlager geringer ist. Ihre Verdrückung darf höchstens $^1/_4$ sein.

Ueberhöhte Bogen, Ellipsen oder gothische Bogen, sind nur in seltenen Fällen anwendbar, weil sie eine bedeutende Höhe der Construction bedingen, haben aber immer den Vortheil vor allen andern Gewölbbogen, daß sie den geringsten Seitenschub ausüben.

Bei der Wahl des Gewölbbogens wird man somit immer verschiedene Punkte zu berücksichtigen haben: die disponible Höhe, die Beschaffenheit des Flußbetts wegen den Gründungen, das zu Gebot stehende Material, den Zweck der Brücke.

§. 52.

Höhe des Hochwassers in Bezug auf die Gewölbanfänge.

Es wird immer das angemessenste und natürlichste sein, die Gewölbanfänge in das gleiche Niveau zu legen. Dieses Niveau kann in verschiedenen Höhen liegen, je nach der Form der Gewölbbogen. Für Segmente mit dem Maximum der Verdrückung pflegt man es mit dem Hochwasserspiegel zusammenfallend anzunehmen; für weniger gedrückte Segmente kann es um die Hälfte der Pfeilhöhe, für Korbbogen um $^3/_4$, für Halbkreise und überhöhte Bogen um $^2/_3$ der Pfeilhöhe unter dem Hochwasserspiegel angenommen werden.

Um die Contraction des durchströmenden Hochwassers zu mindern und um schwimmende Körper gegen die Mitte der Oeffnungen zu lenken, erscheint es immer angemessen, die Kanten der Gewölbe vom Scheitel gegen die Pfeiler hin mit zunehmender Breite abzufaçen oder förmliche Kuhhörner anzuordnen.

§. 53.

Längenprofil der Fahrbahn einer steinernen Brücke.

Die Fahrbahnhöhe einer steinernen Brücke ist entweder gegeben oder muß angenommen werden. Im letzten Falle ist die Fahrbahn so zu legen, daß sie mit den anstoßenden Straßen- oder Eisenbahnstrecken übereinstimmt, oder daß auf die Brücke keine zu große Steigungen führen, und überhaupt die Erdarbeiten möglichst wenig Kosten verursachen. Auffahrten auf Straßenbrücken dürfen höchstens 3 % Steigung haben.

Hat man die Höhe der Fahrbahn festgesetzt, so handelt es sich um die Bestimmung der Anzahl Oeffnungen, wobei die nöthige Rücksicht auf die Größe des Fluthraums zu nehmen ist. Hydrotechnische Gründe und Rücksichten für die Flößerei oder Schifffahrt gebieten in der Regel eine ungerade Zahl von Oeffnungen; nur in seltenen Fällen, wenn entweder nur wenig oder gar keine Strömung in einem Flusse stattfindet, darf eine Ausnahme gemacht werden.

Erhält die Brücke mehrere Oeffnungen und dient sie für eine Straße, so kann die Bahn von den Ufern gegen die Mitte zu mit 2 bis 3 Procent steigen, die Anfänge der Gewölbe aber kommen alle in gleiches Niveau zu liegen, und es erscheint somit angemessen, den Gewölbbogen verschiedene Weiten zu geben, so daß der Mittelbogen am größten, die beiden äußersten Seitenbogen am kleinsten werden und die Zunahme der Weiten nach arithmetischer Reihe geschieht.

Zuweilen wird auch die Fahrbahn auf den mittlern Bogen horizontal angelegt, und fällt von da gegen beide Ufer hin mit 2 bis 3 %. Oefters hat man dieselbe auch nach einer stetigen krummen Linie angeordnet.

Eisenbahnbrücken werden gewöhnlich mit horizontaler Fahrbahn gebaut, doch können sie auch ohne Nachtheil mit steigender Bahn angelegt werden.

Betrachtung der einzelnen Theile einer steinernen Brücke.

§. 54.

Gewölbe.

a) Statische Betrachtung des Gewölbes.

1. Die Mittellinie des Drucks nach H. Scheffler *).

Wenn der Gewölbbogen, Fig. 20, Taf. XV., zwischen den Endflächen m n und $m_3\,n_3$ eine gewisse Anzahl von Fugenschnitten hat, so seien diese $m_1\,n_1$, $m_2\,n_2$, $m_3\,n_3$ 2c., P_1 P_2 P_3 die in den vertikalen Richtungen wirkenden Gewichte der Theile m n $m_1\,n_1$, m n $m_2\,n_2$, m n $m_3\,n_3$ nebst den resp. auf dem Umfange in $m n_1$ $m m_2$ $m m_3$ ruhenden Belastungen, wobei diese Belastungen sowohl in stetig zusammenhängenden Massen, als in einzelnen Gewichten bestehen können; ferner sei H eine in dem Punkt C der obersten Fuge angebrachte horizontale Kraft,

*) Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken von Dr. H. Scheffler, Braunschweig 1857.

welche die Richtungen der Gewichte P_1 P_2 P_3 in den Punkten C_1 C_2 C_3 durchschneidet und welche nebst dem gegen die unterste Fuge m_3 n_3 wirkenden Widerstande R_1, den Gewölbbogen im Gleichgewicht erhalten soll. Werden nun in den Eckpunkten C_1 C_2 C_3 über den zusammengehörigen beiden Kräften H und P_1, H und P_2, H und P_3 Rechtecke gezeichnet, und die Diagonallinien gezogen, welche alsdann die Resultanten von je zweien dieser Kräfte nach Größe und Richtung darstellen, sodann dieselben verlängert resp. bis zu den Durchschnitten N_1 N_2 N_3 mit den Fugen m_1 n_1 m_2 n_2 m_3 n_3, so stellen diese Punkte C, N_1, N_2, N_3 die Angriffspunkte der Kräfte vor, mit welchen die Fugen m n m_1 n_1 m_2 n_2 m_3 n_3 in den Richtungen H C, C_1 N_1 C_2 N_2 C_3 N_3 gedrückt werden und die Linie C N_1 N_2 N_3, welche hier eine gebrochene Linie ist, heißt die **Mittellinie des Druckes**.

Die erste Widerlagsfläche m_3 n_3 muß bei N_3 mit einer Kraft R_1 widerstehen, welche in der Richtung C_3 N_3 liegt und deren vertikale Componante gleich P_3 und horizontale Componante H ist.

Damit nun der Gewölbbogen unter der Wirkung der horizontalen Kraft H überhaupt im Gleichgewicht bleiben könne, ist es nothwendig:

1) daß die Durchschnittspunkte C N_1 N_2 N_3 innerhalb der Fugenflächen m n m_1 n_1 m_2 n_2 m_3 n_3 liegen. Wäre dieß bei irgend einer Fuge nicht der Fall und läge z. B. der Punkt N_2 oberhalb des Punktes m_2, so würde die Masse m n m_2 n_2 um die Kante m_2 **gedreht** werden;
2) ist es erforderlich, daß die Richtungen H C, C_1 N_1, C_2 N_2, C_3 N_3 der auf die Fugenschnitte wirkenden Pressungen mit den Normalen auf den Fugenflächen Winkel einschließen, welche nicht größer sind als der Reibungswinkel. Denn wäre dieß z. B. in der Fuge m_2 n_2 nicht der Fall, so würde die Masse m n m_2 n_2 in der Richtung m_2 n_2 auf dieser Fuge **herabgleiten**.

Da die Reibung gewöhnlich so stark ist, daß der Einsturz des Gewölbes durch Gleiten nicht zu befürchten ist, so genügt die Untersuchung des Gewölbes in Bezug auf Drehung schon vollkommen.

Praktisches Verfahren zur Construction der Mittellinien des Druckes.

Eine Mittellinie des Druckes ist vollkommen bestimmt, wenn ein Punkt derselben und der diesem Punkte entsprechende Druck nach Größe und Richtung, oder wenn z. B. ihr oberster Punkt in der Scheitelfuge und der horizontale Schub gegeben sind. Dieselbe ist auch dadurch bestimmt, daß zwei ihrer Punkte gegeben sind. In allen Fällen geht man zunächst darauf aus, aus den gegebenen Elementen den obersten Punkt in der Scheitelfuge und den horizontalen Schub zu bestimmen.

Es sei AB, Fig. 21, Taf. XV., die durch den obersten Punkt A der Scheitelfuge gehende Horizontale und A der Anfangspunkt der horizontalen und vertikalen Abstände der in Betracht kommenden Kräfte;

H der Horizonta
q desse
N im Druckes,

g, $h = NC$ und AC die Ordinaten des Punktes N,

P das dem Bogentheil MN entsprechende Gewicht,

p der horizontale Abstand des Schwerpunktes dieses Gewichtes von A.

Käme noch ein anderer Punkt N' der Mittellinie des Druckes in Betracht, so haben für denselben $g' \, h' \, P' \, p'$ ähnliche auf den Punkt A bezogene Bedeutungen, und es sei noch zur Abkürzung

$$g - p = a \qquad g' - p' = a'$$
$$h - q = b \qquad h' - q' = b'$$
$$h - h' = b - b' = e$$

Wäre nun

1) der Angriffspunkt M des horizontalen Schubes H und dieser Schub selbst gegeben, so bedarf es weiter keiner Rechnung, um die Construction der Drucklinie beginnen zu können.

2) Wäre jedoch der Angriffspunkt M des horizontalen Schubs H, also der Werth von q und außerdem ein anderer Punkt N gegeben, durch welchen die Kurve gehen soll, so hat man wegen der Beziehung

$$aP = bH$$

$$H = \frac{aP}{b} \tag{1}$$

3) Wären dagegen zwei andere Punkte N, N' der Mittellinie des Druckes gegeben, so finden sich die Werthe von H und q aus den Beziehungen

$$aP = bH = (b' + e)\,H$$
$$a'P' = b'H$$

woraus

$$H = \frac{aP - a'P'}{e} \tag{2}$$

$$q = h - \frac{aP}{H} \tag{3}$$

Was die in diesen Formeln vorkommenden Gewichte P und die Abstände p der Schwerpunkte derselben betrifft, so gewährt das nachfolgende Verfahren, welches zugleich zur Construction der gesuchten Drucklinie dient, ein einfaches Mittel zur Bestimmung derselben ohne höhere Rechnung.

Man denke sich eine Gewölbsschichte von der Dicke $= 1$ mit allen darauf ruhenden Lasten. Nimmt man das Gewicht einer Kubikeinheit des Wölbmaterials zur Masseneinheit aller Kräfte an, so repräsentiren die Flächen des vertikalen Querschnitts des Gewölbes, gemessen nach Quadrateinheiten, die Gewichte des zugehörigen Gewölbtheiles.

Ist der Gewölbbogen durch stetige Massen belastet, welche ein anderes spezifisches Gewicht haben, als der Bogen selbst, so verzeichnet man die obere Begränzungslinie DE der Belastung in Fig. 22 so, daß ihre vertikalen Abstände AD, CE 2c. von der äußeren Bogenlinie im Verhältniß der beiden spezifischen Gewichte reducirt erscheinen, also $ADEC$ das Profil einer Masse vorstellt, welche nicht dasselbe spezifische Gewicht wie der Gewölbbogen, aber dasselbe absolute Gewicht wie die wirkliche Belastung besitzt.

Kämen in gewissen Punkten des Bogens Belastungen durch isolirte Gewichte F in Betracht, so hat man statt deren eine Anzahl von Kubikeinheiten des Wölbsteinmaterials zu denken, deren Gesammtgewicht ebenso groß ist, als das der aufgesetzten Belastung.

Nun macht man auf der Linie A B Abschnitte von gleicher Länge, zieht Vertikallinien von der unteren Bogenlinie bis zur oberen Begränzungslinie D E der stetigen Belastung und berechnet nach und nach die hierdurch gebildeten Paralleltrapeze, indem man zu diesem Zwecke durch die Mitte eines jeden derselben noch eine Vertikale zieht und das Paralleltrapez als ein Rechteck betrachtet, dessen Höhe die erwähnte Vertikale ist.

Ferner nimmt man an, der Schwerpunkt dieses Trapezes liege in dem Schwerpunkte des Rechtecks, also in der Vertikalen d g.

Zieht man durch C_3 die Fuge C_3 H_3, so betrachten wir die Masse D D_3 G_3 G als das auf dieser Fuge ruhende Gewicht. Der hierbei begangene Fehler ist das Dreieck C_3 H_3 G_3. Dieser Fehler ist fast immer sehr klein. Hält man ihn jedoch für erheblich, was z. B. bei den Fugen in der Nähe des Kämpfers und im Allgemeinen dann eintritt, wenn die Belastung A d des Gewölbes sehr schwach oder gar nicht vorhanden ist, so thut man wohl die Fuge ein wenig zu corrigiren, also für die zu dem Gewichte D D_3 G_3 G gehörige Fuge nicht C_3 H_3, sondern eine andere c h anzunehmen. Man zieht, Fig. 23, durch die Mitte G H die Linie b D, alsdann G c parallel zu b D, so ist die durch c gezogene Fuge c h die corrigirte, welcher das durch D G begränzte Gewicht entspricht.

Bei gänzlich fehlender Belastung kann man die Fuge c h durch den Mittelpunkt von C G ziehen.

Wäre umgekehrt in Fig. 24 die Fuge C H gegeben, um die ihr zugehörige vertikale Theilungslinie d g mit Rücksicht auf die vorstehende Correction zu bestimmen, so zieht man durch C die Vertikale D G. Um dieselbe zu corrigiren, halbirt man H G in b, zieht D b und alsdann durch C mit D b die Parallele C g. Eine durch g gelegte Vertikale d g ist die gesuchte corrigirte Theilungslinie.

Kommen isolirte Gewichte F auf dem Gewölbe vor, so ist es gut die Eintheilung der Trapeze so zu nehmen, daß eine Theilungslinie durch den Angriffspunkt eines solchen Gewichts geht.

Nach diesen Vorbereitungen berechnet man nach nachstehendem Schema die Gewichte der einzelnen Theile D G G_1 D, D_1 G_1 G_2 D_2 2c., welche einfach mit Nro. 1, 2 2c. bezeichnet sind. Diese Gewichte ergeben sich in der Spalte (4). In der Spalte (5) sind die Abstände der Schwerpunkte dieser Gewichte von der Scheitelfuge D G. Aus (4) und (5) ergeben sich dann durch Multiplication in Spalte (6) die Momente jener Gewichte. In (8) sind die einzelnen Gewichte (4) und in (9) die einzelnen Momente (6) addirt, so daß diese Zahlen resp. die Gewichte und Momente der Theilsummen Nro. 1, Nro. 1—2, Nro. 1—3 u. s. w., also der Theilsummen D G G_1 D_1, D G G_2 D_2, D G G_3 D_3 u. s. w. darstellen. Eine Division von (8) in (9) gibt endlich die Abstände der Schwerpunkte der letzteren Theilsumme von der Scheitelfuge D G.

Der einzelnen Gewichte						Summen der einzelnen Gewichte.			
Nro.	Breite.	Höhe.	Fläche.	Hebelarm.	Moment.	Nro.	Fläche.	Moment.	Hebelarm.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1	3	5	15	1,5	22,5	1	15	22,5	1,5
2	3	7	21	4,5	94,5	1—2	36	117	3,25
3	3	10	30	7,5	225	1—3	66	342	5,18
4	3	12	36	10,5	378	1—4	102	720	7,06
5	2	15	30	13	390	1—5	132	1110	8,41
	13		132		1110				

Kommen isolirte Gewichte vor, so kann man denselben die römischen Nummern I, II, III 2c. geben, und hat dieselben gehörigen Orts in der Reihe der Gewichte Nro. 1, 2, 3 2c. in Spalte (1) einzuführen.

Aus vorstehender Tafel ergibt sich, daß die Fläche der ganzen Gewölbhälfte gleich 132 Quadratfuß, ihr Moment gleich 1110 und der Abstand ihres Schwerpunkts von der Scheitelfuge gleich 8,41 Fuß ist. Für diesen Fall hat man also

$$P = 132 \quad p = 8{,}41 \quad pP = 1110.$$

Sollte nun eine Mittellinie des Druckes durch den obersten Punkt der Scheitelfuge und durch den innern Punkt der Widerlagsfuge gehen und wäre $q = o$, $b = h = 15$, $g = 12$, also $a = g - p = 3{,}59$, so hätte man nach obiger Formel für den Horizontalschub

$$H = \frac{3{,}59 \,.\, 132}{15} = 31{,}59.$$

Wollte man dagegen eine Mittellinie des Druckes construiren, welche durch den obersten Punkt der zweiten Fuge und durch den untersten Punkt der vierten Fuge ginge, und wäre für den ersten $h' = 0{,}25$, $g' = 3$ und für den zweiten Punkt $h = 9$, $g = 10$, so hätte man für den ersten Punkt, welchem die Masse Nro. 1 entspricht:

$$p' = 1{,}5 \quad P' = 15 \quad a' = g' - p' = 1{,}5,$$

für den zweiten Punkt, welchem die Masse Nro. 1—3 entspricht,

$$p = 5{,}18 \quad P = 66 \quad a = g - p = 10 - 5{,}18 = 4{,}82.$$

Außerdem ist

$$c = h - h' = 8{,}75.$$

Hiernach ergeben die obigen Formeln für den Horizontalschub H und den Abstand q desselben unter dem obersten Punkte der Scheitelfuge

$$H = \frac{4{,}82 \,.\, 66 - 1{,}5 \,.\, 15}{8{,}75} = 33{,}8$$

$$q = 9 - \frac{4{,}82 \,.\, 66}{33{,}8} = -\ 0{,}4$$

die Mittellinie des Druckes beginnt also 0,4 über dem Scheitel des Gewölbes.

Setzt man jetzt den Horizontalschub H, dessen Größe und Angriffspunkt man durch eine der beiden vorstehenden Rechnungen kennen gelernt hat, nach und nach *mit* den vertikalen Gewichten, deren Größe und Angriffslinien in den beiden

Spalten (9) und (10) der obigen Tabelle verzeichnet stehen, nach dem Parallelogramme der Kräfte zusammen, so liefern die Durchschnitte der resultirenden Diagonalen mit den zugehörigen Fugen die successiven Punkte der gesuchten Mittellinie des Druckes.

Die Aufgabe ist nun folgende: Unter allen möglichen Mittellinien des Druckes, bei welchen das Gewölbe im Gleichgewicht zu bleiben vermag, und welche also nirgend auf ihrer ganzen Erstreckung von der Scheitelfuge bis zur festen Widerlagsfuge aus der äußern oder innern Wölbungslinie heraustreten, diejenige zu suchen, für welche der horizontale Schub H den kleinsten Werth hat, indem diese Mittellinie des Druckes, vermöge des Prinzips vom kleinsten Widerstande, die in der Wirklichkeit existirende ist.

Wenn der dieser Mittellinie des Druckes entsprechende Schub H im Nachfolgenden das Minimum des horizontalen Schubes genannt wird, so ist dabei nicht an ein absolutes Minimum der Analysis zu denken, sondern nur an den kleinsten Werth von H, welcher unter den gegebenen Verhältnissen des Gewölbbogens möglich ist. Erwägend, daß der möglich kleinste Betrag des horizontalen Schubes dann erreicht werden würde, wenn die Mittellinie des Druckes durch die beiden Punkte A und D, Fig. 18, ginge, ergibt sich für die Prüfung der Stabilität eines gewölbten Bogens ohne Schwierigkeit folgender Gang der Untersuchung.

Man construire vor Allem eine Mittellinie des Druckes A D, welche durch den äußern Punkt A der Scheitelfuge und durch den innern Punkt D der Widerlagsfuge geht. Hierbei können folgende 5 Fälle vorkommen.

Erster Fall. Die Kurve A D liegt in ihrer ganzen Erstreckung von A bis D zwischen den beiden Wölbungslinien A F und B D. In diesem Falle ist die fragliche Mittellinie des Druckes D A die wahre und das Gleichgewicht des Bogens ist gesichert. Dieser Fall findet besonders bei Gewölben nach einem flachen Kurvensegmente statt.

Zweiter Fall. Die Mittellinie des Druckes A D schneidet die innere Wölbungslinie in einem oder in mehreren Punkten, nicht aber die äußere Wölbungslinie.

Alsdann ist die wahre gesuchte Mittellinie des Druckes diejenige, welche durch den Scheitelpunkt A der äußeren Wölbung geht und die innere Wölbungslinie B D berührt, insofern diese Kurve sonst überall in der Gewölbstärke liegt.

Dritter Fall. Die Mittellinie des Druckes A D schneidet die äußere Wölbungslinie entweder in einem oder in mehreren Punkten, nicht aber die innere Wölbungslinie.

Alsdann ist die wahre gesuchte Mittellinie des Druckes diejenige, welche durch den tiefsten Punkt D der innern Wölbung an der Widerlagsfuge geht und die äußere Wölbungslinie A F unterhalb des Punktes A berührt, insofern diese Kurve sonst überall in der Gewölbstärke liegt.

Vierter Fall. Die Mittellinie des Druckes A D schneidet sowohl die innere als die äußere Wölbungslinie in einem oder in mehreren Punkten, ohne jedoch mehr als einmal von der einen Wölbungslinie zur andern überzugehen, oder die ganze Gewölbstärke mehr als einmal zu durchkreuzen.

Alsdann ist die wahre und gesuchte Mittellinie des Druckes diejenige, welche sowohl die innere als die äußere Wölbung berührt, und zwar die innere Wölbungslinie in der Tiefe, die äußere in der Höhe.

Fünfter Fall. Die Mittellinie des Druckes AD schneidet die innere und die äußere Wölbungslinie in beliebig vielen Punkten dergestalt, daß sie die ganze Gewölbstärke mehr als einmal (also wenigstens dreimal, da zweimal unmöglich) durchkreuzt. In diesem Falle ist das Gleichgewicht des Bogens unmöglich, wie aus den Eigenschaften der Mittellinie des Druckes leicht zu ersehen ist. Unter solchen Umständen bricht das Gewölbe jedenfalls zusammen, indem es sich in mehrere Stücke sondert.

Um in den verschiedenen vorstehend betrachteten Fällen nach der besonderen Lage der Mittellinie des Druckes AD die wahre Mittellinie des Druckes zu verzeichnen, hat man nach dem Vorstehenden eine Mittellinie des Druckes zu construiren, welche entweder erstens durch zwei gegebene Punkte geht, oder zweitens durch einen gegebenen Punkt geht und eine gegebene Kurve tangirt, oder drittens zwei gegebene Kurven tangirt.

Das constructive Verfahren zur Aufsuchung dieser Mittellinie ist oben angegeben und hat man nur noch zu bemerken, daß die letzten beiden der vorstehenden drei Bedingungen bei der praktischen Anwendung immer auf die erste Bedingung, also auf die Verzeichnung einer Mittellinie des Druckes zurückgeführt werden können, welche durch zwei gegebene Punkte geht. Denn tritt die durch A und D gelegte Mittellinie des Druckes unten aus der innern oder oben aus der äußern Wölbungslinie heraus, so erkennt man aus der Form, welche die Kurve AD annimmt, sehr nahe den Punkt, in welchem die innere oder die äußere Wölbungslinie tangirt werden muß. Durch diesen und den nach dem Obigen ebenfalls bestimmten andern Punkt construirt man nun die gesuchte Mittellinie des Druckes. Entspräche dieselbe den gestellten Bedingungen noch nicht ganz vollständig, so wird sie doch von der wahren Mittellinie des Druckes nur sehr wenig abweichen.

2. Navier'sche Theorie.

Die Stabilitätsverhältnisse in Beziehung auf Drehung lassen sich auch von einer andern Seite auffassen, welche Navier angibt. Die Bedingungsgleichungen, welche stattfinden müssen, damit an keiner Fuge weder ein Gleiten noch ein Drehen der Gewölbtheile nach Innen oder nach Außen vorkommt, sind in dem Anhange §. 4. gegeben. Hiernach hat man das Gewölbe ABCD mit der Uebermauerung CDHK, Fig. 26, Taf. XV., durch die Fugenlinien $E^1F^1L^1$, $E^2F^2L^2$ 2c. in einzelne Theile zu theilen, die Inhalte und die Schwerpunkte T_1, T_2, T_3 2c. sowie S^1, S^2, S^3 2c. dieser Theile zu suchen und alsdann nachzusehen, ob die Bedingungsgleichungen (A) (A_1) (B) (B_1) und (b) (b_1) in dem erwähnten Paragraph des Anhanges wirklich stattfinden.

b) Bestimmung der Gewölbstärke mit Rücksicht auf die Festigkeit des Materials.

Ein an und für sich stabiler Gewölbbogen kann, wenn die Widerlager unverrückbar sind, nicht in Folge der Drehung seiner Wölbsteine um gewisse

Kanten zusammenbrechen; jedoch wäre es möglich, daß derselbe in Folge einer Zermalmung der Wölbsteine durch zu großen Druck, oder in Folge eines Gleitens der Wölbsteine auf gewissen Fugenflächen einstürze. Die Sicherheit gegen die Gefahr, daß die Wölbsteine durch eine zu große Pressung zerdrückt werden, erfordert in allen Punkten des Bogens eine gewisse Stärke der Wölbsteine, welche sich in den besonderen Fällen nur nach den Maßen bereits ausgeführter ähnlicher und dauerhaft befundener Gewölbe bestimmen läßt.

Die Bestimmung der Bogenstärke mit Rücksicht auf die Festigkeit des Materials kann für die gewöhnlichen Brückenformen nach abgekürzten Formeln, wie folgt, geschehen.

In dem nach der Linie HK, Fig. 26, Taf. XV., mit einer gleichartigen Materie horizontal belasteten Bogen BCDA sei

- a die halbe Spannweite BG,
- b der Pfeil oder die Bogenhöhe AG,
- h die Bogenstärke AD im Scheitel,
- h' die „ BC am Widerlager,
- e die Höhe DH der homogenen und horizontal abgeglichenen Belastung über dem Scheitel. Besitzt die Materie der Belastung nicht dasselbe spezifische Gewicht wie die Wölbsteinmasse, so muß die Linie HK entsprechend tiefer als höher angenommen werden, wie wenn das Gewölbe mit einer gleichartigen Masse überdeckt wäre,
- β der Neigungswinkel COH der Widerlagsfuge gegen die Vertikale,
- $\delta = h' \sin \beta$ die Horizontalprojection KR der Widerlagsfuge BC,
- H der Horizontalschub im Scheitel,
- $\frac{H}{h}$ der mittlere horizontale Druck auf jede Flächeneinheit der Scheitelfuge,
- P das Gewicht des Gewölbbogens mit Belastung BAHKC,
- M das Moment von P für den Drehungspunkt B,
- R der Gesammtdruck gegen die Widerlagsfuge BC,
- S der Normaldruck gegen die Widerlagsfuge,
- $\frac{S}{h'}$ der mittlere Normaldruck auf jede Flächeneinheit der Widerlagsfuge.

Denkt man sich unter der Figur BAHKC eine Mauermasse, deren Dicke, senkrecht zur Ebene der Figur, gleich derselben Längeneinheit ist, nach welcher die Linien a, b, h, h', e gemessen sein sollen, und nimmt man zur Bestimmung der Kräfte P, H, R S die Flächenräume jener Figur als Stellvertreter der Gewichte der betreffenden Mauermassen, so erscheinen jene Kräfte als Flächenräume, welchen die angenommene Quadrateinheit der Figur zu Grunde liegt, oder auch als die Gewichte von eben so viel Kubikeinheiten der gegebenen Mauermasse.

Unter den Kräften $\frac{H}{h}$ und $\frac{S}{h'}$ kann man sich dann auch das Gewicht einer Säule des gleichartigen Materials von der Höhe $\frac{H}{h}$ und $\frac{S}{h'}$ vorstellen.

Behufs der Entwicklung einer Näherungsformel werden 2 Fälle unterschieden:

Im ersten Falle, wenn der Winkel β kleiner oder gleich 60° ist, nehmen wir an, die wahre Mittellinie des Druckes gehe durch den höchsten Punkt D der Scheitelfuge und durch den tiefsten Punkt B der Widerlagsfuge, so daß sich die in D wirkende horizontale Kraft H mit dem im Schwerpunkte der Figur BAHKC vertikal wirkenden Gewichte P um den Punkt B im Gleichgewichte erhalten muß.

Ferner nehmen wir an, der Inhalt der Fläche BJA sei gleich $\frac{ab}{3}$ und der horizontale Abstand des Schwerpunktes jener Fläche von B gleich $\frac{a}{4}$.

Endlich werde das Paralleltrapez BRKC wie ein Rechteck von der Höhe BR und der Breite RK = δ angesehen. Dieß gibt in Beziehung zum Punkte B als Drehungspunkt

	Fläche.	Hebelarm.	Moment.
BJA	$= \frac{ab}{3}$	$\frac{a}{4}$	$\frac{a^2 b}{12}$
JAHR	$= a(h+e)$	$\frac{a}{2}$	$\frac{a^2(h+e)}{2}$
BRKC	$= \delta(b+h+e)$	$-\frac{\delta}{2}$	$-\frac{\delta^2(b+h+e)}{2}$

also

$$P = \frac{ab}{3} + a(h+e) + \delta(b+h+e) \quad (1)$$

$$M = \frac{a^2 b}{12} + \frac{a^2(h+e)}{2} - \frac{\delta^2}{2}(b+h+e) \quad (2)$$

$$H = \frac{M}{b+h} \quad (3)$$

$$S = P \sin\beta + H \cos\beta \quad (4)$$

Im zweiten Falle, wenn der Winkel β größer als 60 Grad ist, nehmen wir an, die Brechungsfuge neige sich unter einem Winkel von 60 Grad gegen die Vertikale, die Mittellinie des Druckes gehe also durch den untersten Punkt B' derjenigen Fuge B' C', welche sich unter dem Winkel C' O' H von 60 Grad gegen die Vertikale neigt, so daß sich die in D wirkende horizontale Kraft H mit dem Gewichte B' C' K' H A um den Punkt B' im Gleichgewicht erhalten muß.

Für den Punkt B' sei, Fig. 26,

a' der horizontale Abstand B' G',

b' der vertikale Abstand G' A,

z die Gewölbstärke B' C', welche man näherungsweise

$$z = h + \frac{b'}{b}(h' - h)$$

$\delta' = 0{,}8\, z$ die Horizontalprojection K' R' der Fuge B' C',

P' das Gewicht B' A H R' C',

M' das Moment von P' für den Punkt B'.

Man erhält:

$$P' = \frac{a'b'}{3} + a'(h+e) + 0{,}8\, z\,(b'+h+e) \quad (5)$$

(6) $$M' = \frac{a'^2 b'}{12} + \frac{a'^2 (h + e)}{2} - 0{,}32 \,.\, z^2 (b' + h + e)$$

(7) $$H = \frac{M'}{b' + h}$$

Das Gewicht P des Bogens BCKHA behält seinen früheren Werth (Formel 1) und man hat auch hier die Normalpressung gegen die Widerlagsfuge

(8) $$S = P \sin \beta + H \cos \beta.$$

Es kommt nun darauf an, diejenigen Werthe der mittlern Pressungen $\frac{H}{h}$ und $\frac{S}{h'}$ gegen die Scheitel- und Widerlagsfuge für die Flächeneinheit zu ermitteln, welche diese Größen in den bestehenden Brückengewölben besitzen. Zu diesem Behufe hat Baurath Scheffler in seiner schätzungswerthen Schrift über Gewölbe, Futtermauern und eiserne Brücken (Braunschweig 1857) die Werthe von H; S, $\frac{H}{h}$, $\frac{S}{h'}$ für eine Reihe bekannter Brücken berechnet. Das Ergebniß dieser Rechnung, wobei, wenn die Belastung nur in einer gewöhnlichen Fahrbahn bestund, e = 2 Fuß gesetzt und wenn die etwaige Vermehrung der Gewölbstärke nach den Widerlagern hin unbekannt war, h = h' angenommen wurde, theilen wir in dem Folgenden mit und bemerken, daß dabei auf die Verschiedenheit des Fußmaßes, des spezifischen Gewichtes der Steine und ihrer Festigkeit keine Rücksicht genommen wurde, was auch, wo es sich nur um Näherungswerthe handelt, ohne Belang ist. Auch wird weiter bemerkt, daß in der Brücke Nro. 38 bei Schwelm eine große Zahl der Wölbsteine in allen Theilen des Gewölbes zerdrückt sind, daß aber auch das angewandte Baumaterial nicht von vorzüglicher Beschaffenheit gewesen ist. Die Brücke Nro. 37 ist eingestürzt, indem die Wölbsteine im Scheitel zerdrückt wurden.

Die Brücke Nro. 33 und 40 bei Neuilly gilt zwar für sehr solid und hat sehr festes Material, gleichwohl haben sich in den oberen Wölbsteinen der Häupter verschiedene Sprünge gezeigt. Die Brücke Nro. 35 über den Taff ist zwar vor der Belastung des Gewölbes eingestürzt, im Uebrigen ist kein Zerdrücken der Gewölbsteine berichtet worden.

Die nachstehende Tabelle lehrt:

1) Der horizontale Druck $\frac{H}{h}$ ist weit entfernt, für alle Brücken nahezu constant zu bleiben, derselbe wächst vielmehr mit der Größe der Brücken oder mit dem absoluten Werth des Horizontalschubs H.

2) Diese Variation des Druckes $\frac{H}{h}$ ist so bedeutend, daß der fragliche Druck im Scheitel bei ganz kleinen Brücken dem Gewichte einer Säule des Wölbsteinmaterials von etwa 10 Fuß Höhe, bei den größern Brücken dagegen dem Gewichte einer Säule von etwa 200 Fuß Höhe entspricht.

3) Aehnliche Verhältnisse finden für den Normaldruck $\frac{S}{h'}$ pro Quadratfuß in

der Widerlagsfuge statt. Dieser Druck fast immer erheblich größer, als der horizontale Druck $\frac{H}{h}$ und erhebt sich bis auf das 3—4fache des letztern oder bis zu dem Gewicht einer Steinsäule von 800 Fuß Höhe. In Erwägung, daß sich die Drücke H und S niemals gleichförmig über die ganze Breite h und h' der betreffenden Fuge vertheilen, daß vielmehr einzelne Theile dieser Fugen das zwei- und dreifache des mittleren Druckes erhalten können, wird es rathsam sein, die Bestimmung anzunehmen, daß die Scheitelfuge selbst des größten Gewölbes nicht mit einer größern Kraft, als mit dem Gewichte einer Säule von 200 Fuß Höhe, die Widerlagsfuge dagegen nicht mit einer größern Kraft, als dem Gewicht einer Säule von 300 Fuß Höhe normal gepreßt, daß also höchstens

$$\frac{H}{h} = 200 \text{ und } \frac{S}{h'} = 300 \text{ Fuß}$$

werden soll.

Legt man diese Werthe zu Grunde, so erhält man aus der Taf. II. die Taf. III. Seite 92, welche dazu dient, aus den übrigen gegebenen Dimensionen einer Brücke die nothwendige Gewölbstärke am Scheitel und Widerlager zu bestimmen.

I. T

der Dimensionen, sowie der Pressungs- und Stabilitä

Nummer.	Bezeichnung der Brücke.	Baumeister.
1	Gewöhnliche Brücke	
2	Bei Brunoy über den Hyères	Perronet
3	Gewöhnliche Brücke	
4	Zu Niederpleis über die Pleis	
5	Braunschweig über die Ocker	
6	Ueber die Wupper	
7	Chateau Thierry	Perronet
8	Bei Opladen über die Wupper	
9	St. Angelo zu Rom	Messius Rustius
10	Montius über den Allier	Régèmortes
11	Zu Pesmes	Bertrand
12	Zu Saumur über die Loire	Voglie
13	Zu Elberfeld über die Wupper	
14	Blackfriars zu London	Mylre
15	Ferrato zu Rom	Cestius Gallus
16	Trilport über Marne	Perronet
17	Fabricius zu Rom	
18	Tours über die Loire	Boyeux
19	Vieille-Brionde über Allier	
20	Nemours über Loing	Perronet
21	Blackfriars zu London	Mylne
22	Nogent über Seine	Berronet
23	Orleans über Loire	Hupeau
24	Saint Maixence	Perronet
25	Orleans über Soire	Hupeau
26	Des Têtes über Durance	Henriana
27	Nantes über die Seine	Hupeau
28	Fleischbrücke zu Nürnberg	Carle
29	Jena zu Paris	Lamandé
30	Clai über Trac	
31	Tournon über Doubs	
32	Mantes über die Seine	Hupeau und Perronet
33	Neuilly	Perronet
34	Pontoise	
35	Taff in England	Edwards
36	Marmorbrücke in Florenz	M. Angelo
37	Vieille-Brionde über Allier	Gernier
38	Schwelm unter der Eisenbahn	Märtens
39	Severn in England	Telfort
40	Häupter der Neuillybrücke	Perronet

ltnisse an mehreren bekannten Brückengewölben.

orm.	Spannweite.	Halbe Spannweite.	Pfeilhöhe des Bogens.	Verhältniß der Weite zur Höhe.	Bogenstärke im Scheitel.	Bogenstärke am Widerlager.	Höhe der Belastung.	Höhe der Widerlager unter dem Gewölbe.	Höhe der Widerlager im Ganzen mit Belastung.	Widerlagsstärke.	Neigungswinkel der Widerlagsfuge gegen die Verticale.
	2a	a	b	$\frac{2a}{b}$	h	h'	e	f	g	c	β
	Fuß.	Fuß.	Fuß.		Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	
reis	12	6	6	2	1	1	2	0	9	4	90⁰
gen	18	9	2,5	7,2	2	2	2	7	13,5	10	31⁰ 3′
	24	12	6,5	3,7	1,5	1,5	2	5	15	7	56⁰ 47′
	32	16	9	3,6	1,75	1,75	2	2	14,75	6	58⁰ 7′
	37	18,5	5	7,4	2	3	2	10	19	12	30⁰ 15′
	45	22,5	11,25	4	2,5	2,5	2	1	16,75	13	53⁰ 7′
gen	48	24	16	3	3,5	3,5	2	8	29,5	14	90⁰
eis	56	28	28	2	3	3	2	2,5	35,5	18	90⁰
	58	29	29	2	4,6	4,6	2	21,7	57,3	24	90⁰
gen	60	30	20	3	3	3	2	3	28	36	90⁰
gen	43,5	21,7	3,8	11,4	3,8	3,8	2	11,5	21,1	12,4	19⁰ 55′
gen	60	30	20	3	4,5	4,5	2	16	42,5	12	90⁰
gen	56	28	9	6,2	2,75	2,75	2	1,5	15,25	22	35⁰ 45′
	72	36	29	2,2	6,5	6,5	2	8	45,5	38	84⁰ 33′
eis	74	37	37	2	4	4	2	0	43	29	90⁰
gen	72	36	26	2,8	4,5	4,5	2	15	47,5	18	71⁰ 5′
reis	80	40	40	2	5	5	2	0	48	26	90⁰
gen	75	37,5	25	3	3	3	2	6,2	36,2	15	90⁰
	75	37,5	25	3	4,65	4,65	2	0	31,65	19	90⁰
gen	50	25	3	16,7	3	3	2	19	27	16	13⁰ 39′
	94	47	39	2,4	6,5	6,5	2	—	—	—	79⁰ 37′
gen	90	45	27	3,3	4	4	2	1,3	34,3	18	90⁰
	92	46	25	3,7	4	4	2	12	43	22	90⁰
gen	72	36	6,5	9,6	4,5	4,5	2	18	31	18	23⁰ 33′
gen	100	50	28	3,6	4	4	2	—	—	—	90⁰
reis	120	60	60	2	4,6	4,6	2	—	—	—	90⁰
gen	108	54	33,5	3,2	5	5	2	6	46,5	27	90⁰
gen	94	47	12,4	7,6	3,9	3,9	2	0	18,3	41	30⁰ 15′
	90	45	10,6	8,5	4,8	4,8	2	0	17,4	31	26⁰ 79′
	140	70	52	2,7	3	3	2	0	57	21	73⁰ 3′
	152	76	63	2,4	2,7	2,7	2	0	67,7	25	79⁰ 37′
gen	120	60	35	3,4	5	5	2	—	—	—	90⁰
	120	60	30	4	5	5	2	6	43	30	90⁰
gen	90	45	6,67	13,5	5	5	2	—	—	—	16⁰ 51′
	140	70	35	4	3,5	3,5	2	0	40,5	25	53⁰ 7′
	134	67	29	4,6	5,2	5,2	2	0	36,2	10,3	46⁰ 59′
	173	86,5	67	2,6	4,14	4,14	2	0	73,1	45	75⁰ 8′
is	36	18	18	2	3	3	80	3	104	—	90⁰
en	150	75	35	4,3	4,5	4,5	2	0	41,5	22	90⁰
gen	122	61	13,1	9,3	5	9	6	—	—	—	24⁰ 17′

II.

der Dimensionen, sowie der Pressungs- und Stabili

Nummer.	Für die näherungsweise angenommene Brechungsfuge, welche einen Winkel von 60° mit der Vertikalen bildet.			Vertikaler Druck.	Horizontalschub.	Normaldruck gegen die Widerlagsfuge.	Horizontalschub pro □Fuß der Scheitelfuge.	Normaldruck pro □Fuß der Widerlagsfuge.	Verhältniß von $\frac{S}{h'}$ zu $\frac{H}{h}$.
	a'	b'	P'	P	H	S	$\frac{H}{h}$	$\frac{S}{h'}$	
1	5,2	3	25,6	39	11,4	39	11,4	39	3,4
2	—	—	—	56	37	61	18,5	30	1,6
3	—	—	—	83	40	91	26,5	61	2,3
4	—	—	—	130	61	143	34,7	82	2,3
5	—	—	—	132	112	163	56	54	0,96
6	—	—	—	225	114	248	45	99	2,2
7	22	10	238	335	124	335	35	96	2,7
8	24,8	14	285	500	129	500	43	167	3,9
9	25,7	14,5	371	635	148	635	32	138	4,3
10	28	12	293	425	180	425	60	142	2,3
11	—	—	—	190	190	243	50	64	1,3
12	28	12	361	514	195	514	43	115	2,6
13	—	—	—	255	204	314	74	114	1,5
14	32,6	18,4	537	898	206	913	32	140	4,4
15	32,8	18,5	478	850	212	850	53	213	4,0
16	33,6	18,9	522	692	226	728	50	162	3,2
17	35,4	20	592	1048	250	1048	50	210	4,2
18	35	15,3	412	590	259	590	86	197	2,3
19	35	15,3	493	709	275	709	59	152	2,6
20	—	—	—	174	280	314	93	105	1,1
21	42,4	23,9	867	1319	355	1362	55	209	3,8
22	42	16	546	807	377	807	94	202	2,1
23	43	16	558	783	395	783	99	196	2,0
24	—	—	—	370	435	547	97	121	1,2
25	47	17	622	903	459	903	115	226	1,9
26	53	30	1018	1902	467	1902	102	413	4,0
27	50	20	791	1183	508	1183	102	237	2,3
28	—	—	—	543	531	732	136	188	1,4
29	—	—	—	548	550	737	115	154	1,3
30	64,8	36,6	1214	1734	585	1829	195	610	3,1
31	68,5	38,7	1299	2136	629	2214	233	820	3,5
32	56,5	21,3	910	1330	632	1330	126	266	2,1
33	57	19,5	875	1205	671	1205	134	241	1,8
34	—	—	—	483	689	799	138	160	1,1
35	—	—	—	1343	715	1503	204	430	2,1
36	—	—	—	1318	775	1493	149	257	1,9
37					867	2595	209	699	3,3
					868	19[illegible]5	289	635	2,2
					918	15[illegible]9	204	344	1,7
					701	16[illegible]1	260	185	0,7

ltnisse an mehreren bekannten Brückengewölben.

Tangente des Neigungswinkels des Druckes am Widerlager gegen die Horizontale.	Dieser Neigungswinkel in Graden.	Neigungswinkel des Druckes am Widerlager gegen die Normale auf der Widerlagsfuge.	Gewicht des Bogens und der Hintermauerung.	Tangente des Neigungswinkels des Druckes auf den Horizontalschnitt im Bogenanfang gegen die Verticale.	Stabilität gegen das Gleiten.
$\frac{P}{H}$	α	γ	W	$\frac{H}{W}$	m
3,42	73° 42′	+ 16° 18′	66	0,173	5,79
1,51	56° 33′	— 25° 30′	108	0,343	2,92
2,07	64° 16′	— 7° 29′	138	0,290	3,45
2,13	64° 52′	— 6° 45′	184	9,331	3,02
1,18	49° 41′	— 19° 26′	213	0,526	1,90
1,97	63° 8′	— 10° 1′	390	0,292	3,42
2,70	69° 41′	+ 20° 19′	560	0,221	4,52
3,88	75° 32′	+ 14° 28′	995	0,130	7,71
4,29	76° 53′	+ 13° 7′	1326	0,112	8,96
2,36	67° 2′	+ 22° 58′	1250	0,144	6,94
1,00	45° —	— 25° 5′	271	0,702	1,42
2,64	69° 14′	+ 20° 46′	713	0,274	3,65
1,25	51° 20′	— 15° 35′	520	0,393	2,55
4,36	77° 5′	+ 7° 28′	2079	0,099	10,09
4,01	76° —	+ 14° —	1925	0,110	9,08
3,06	71° 55′	— 0° 50′	1131	0,200	5,00
4,19	76° 35′	+ 13° 25′	2035	0,123	8,14
2,28	66° 18′	+ 23° 42′	950	0,273	3,28
2,58	68° 48′	+ 21° 12′	1163	0,231	4,23
0,62	31° 50′	— 18° 11′	280	1,009	1,00
3,71	74° 56′	+ 4° 41′	—	—	—
2,14	64° 57′	+ 25° 3′	1269	0,297	3,37
1,98	63° 14′	+ 26° 46′	1341	0,294	3,39
0,85	40° 23′	— 16° 50′	546	0,797	1,25
1,97	63° 3′	+ 26° 57′	—	—	—
4,07	76° 12′	+ 13° 48′	—	—	—
2,33	66° 45′	+ 23° 15′	2074	0,245	4,08
1,02	45° 39′	— 15° 24′	1222	0,434	2,30
1,00	44° 1′	— 17° 32′	1004	0,548	1,80
2,96	71° 22′	+ 1° 41′	2760	2,212	4,72
3,40	73° 35′	+ 6° 4′	3645	0,172	5,79
2,10	64° 35′	+ 25° 25′	—	—	—
1,80	60° 54′	+ 29° 6′	2130	0,315	3,17
0,70	35° 2′	— 18° 11′	—	—	—
1,88	61° 58′	— 8° 51′	2214	0,323	3,10
1,70	59° 33′	— 12° 34′	1503	0,516	1,94
3,19	72° 36′	+ 2° 32′	5754	0,151	6,64
2,19	65° 30′	+ 24° 30′	—	—	—
1,69	59° 21′	+ 30° 39′	2275	0,404	2,48
0,89	41° 35′	— 17° 18′	—	—	—

III. Tafel
zur Bestimmung der Gewölbstärke.

Bogenstärke h im Scheitel oder h' am Widerlager.	Horizontalschub H	Normaldruck gegen Widerlager in maximo S	Mittlerer Druck pro □Fuß im Scheitel $\frac{H}{h}$	Mittlerer Druck pro □Fuß am Widerlager in maximo $\frac{S}{h'}$	Verhältniß des letzteren Druckes zum ersteren $\frac{S}{h'}:\frac{H}{h}$
0	0	0	0	0	0
0,9	10	30	11	33	3
1,11	20	60	18	54	3
1,36	30	90	22	66	3
1,53	40	119	26	78	3
1,61	50	150	31	93	3
1,71	60	180	35	105	3
1,84	70	210	38	114	3
1,95	80	240	41	123	3
2,09	90	270	43	129	3
2,22	100	300	45	135	3
2,49	120	359	48	144	3
2,73	140	419	51	154	3
2,95	160	481	54	163	3
3,13	180	539	57	172	3
3,31	200	601	60	181	3
3,46	220	660	64	191	3
3,59	240	718	67	200	3
3,72	260	779	70	209	3
3,84	280	840	73	219	3
3,94	300	898	76	228	3
4,18	350	1050	84	251	3
4,37	400	1200	91	274	3
4,53	450	1348	99	298	3
4,67	500	1401	107	300	2,8
4,79	550	1437	115	300	2,6
4,88	600	1464	122	300	2,4
4,99	650	1497	130	300	2,3
5,07	700	1521	138	300	2,17
5,15	750	1545	146	300	2,06
5,21	800	1563	153	300	1,95
5,27	850	1581	161	300	1,86
5,32	900	1596	169	300	1,77
5,37	950	1611	177	300	1,70
5,42	1000	1626	184	300	1,62
5,50	1100	1650	200	300	1,5
6,0	1200	1800	200	300	1,5
6,50	1300	1950	200	300	1,5
7,0	1400	2100	200	300	1,5
7,50	1500	2250	200	300	1,5

Der Gebrauch vorstehender Tafel ist folgender:

Nachdem die Form der inneren Wölbungslinie, sowie die Höhe der Belastung gegeben ist, nimmt man für die Bogenstärken h und h' (hier in Fuß

jeden Fußmaßes ausgedrückt] solche Werthe nach der Tabelle I. an, welche den Dimensionen ausgeführter Gewölbe entsprechen.

Mit diesen Größen rechnet man nach der obigen Formel 3 resp. 7 den Horizontalschub H. Hierauf nimmt man als corrigirten Werth der Bogenstärke h im Scheitel aus der ersten Spalte der vorstehenden Tafel diejenige Zahl, welche dem gefundenen Werth entspricht. Ebenso berechnet man nach der Formel 4 beziehungsweise 8 den Normaldruck S am Widerlager. Ist derselbe kleiner als der in vorstehender Tafel mit dem gefundenen Werth von H correspondirende Maximalwerth von S, so gibt man dem Gewölbe am Widerlager die nämliche Stärke, wie im Scheitel. Erhält man dagegen durch die Formel 4 resp. 8 für S einen größern Werth, so muß man die Bogenstärke h' am Widerlager gleich derjenigen Zahl setzen, welche in der ersten Spalte der Tafel dem gefundenen Werthe von S in der dritten Spalte entspricht.

Insoferne die hierdurch für h und h' gefundenen Werthe von den ursprünglich angenommenen bedeutend abweichen, kann man dieselben durch nochmalige Anwendung der Formeln P und S leicht corrigiren.

In keinem Falle der Straßen- oder Eisenbahnpraxis ist h oder h' kleiner als 0·3 Mtr. oder 1 Fuß zu nehmen.

Beispiel 1. Brücke St. Maixence Nr. 24. der Zusammenstellung Seite 88. Nähme man die Bogenstärke 4,5' und zwar $h = h' = 4{,}5'$ so erhielte man nach den Formeln 3 und 4, $H = 435$ $S = 547$. Nach der vorstehenden Tafel entspricht diesem Werth von H die Bogenstärke $h = 4{,}48$, welche man auch am Widerlager nimmt. In Wirklichkeit ist $h = 4{,}5'$.

Beispiel 2. Für die Brücke bei Neuilly Nr. 33. nähme man $h = h' = 5$ Fuß, so liefern die Formeln 7 und 8 $H = 671$ und $S = 1205$. Diesem Werth von H entspricht nach der vorstehenden Tafel die Bogenstärke $h = 5{,}02$ Fuß, also nahe mit dem wirklichen Maße übereinstimmend.

Was die Anwendung der vorstehenden Formeln und Resultate auf Eisenbahnbrücken betrifft, so ist es rathsam wegen der stärkeren Belastung und Erschütterung die Höhe e der constanten Belastung noch um 3 Fuß zu vermehren, also $e = 5$ Fuß zu nehmen.

Beispiel 3. Neckarbrücke bei Ladenburg, Zusammenstellung Seite 80.

Die Formeln 3 und 4 geben für $h = 4'$ $H = 714{,}7$, $S = 934{,}34$; diesem Werthe von H entspricht nach der Tafel die Bogenstärke im Scheitel $h = 5{,}07'$, welche auch für die Widerlagsfuge gelten kann. In Wirklichkeit ist die Stärke im Scheitel 4', an den Widerlagern 8'.

Schließlich wird erinnert, daß bei den vorstehenden Formeln die Anwendung der sehr festen Steinarten und deren quaderartige Bearbeitung vorausgesetzt ist. Bei weichem Material muß man daher die Wölbstärke größer nehmen, als in der Tafel angegeben ist.

Zum Anhaltspunkte kann man bei Ziegelsteingewölben eine Vergrößerung der Bogenstärke auf das $1\frac{1}{2}$fache annehmen. Besteht ein solcher Bogen aus mehreren concentrischen Bogenschalen von je einer Steindicke, so muß die äußere Schale der etwa vorhandenen n Schalen für sich allein mit dem n^{ten} Theil der

Gesammtbelastung hinreichend stabil sein. Ist dieß der Fall, so sind es auch die übrigen Schalen.

Es muß ferner bemerkt werden, daß bei der Belastung e des Gewölbes stets vorausgesetzt ist, daß dieselbe oben horizontal abgeglichen sei und aus einer mit den Gewölbsteinen gleichartigen Masse bestehe. Wäre letzteres nicht der Fall und wäre das Gewölbe z. B. mit Erde bedeckt, so ist für e die Höhe eines Mauerkörpers zu nehmen, dessen Gewicht gleich dem der Belastung ist. Bei Straßenbrücken, welche nur die Fahrbahn zu tragen haben, kann man e stets nur = 2 Fuß setzen. Bei Eisenbahnbrücken dagegen e nie kleiner als 5 Fuß.

Empirische Formeln für die Schlußsteinhöhe.

Die ältern Brückenbaumeister geben für die Schlußsteinhöhe empirische Formeln an. Perronet setzt allgemein die Schlußsteinhöhe $= \frac{5}{144} \cdot 2a + 0{\cdot}325^{\text{Mtr.}}$, wenn die Spannweite 2a unter 30 Mtr. ist; für größere Spannweiten als 30 Mtr. nimmt er $\frac{1}{24} \cdot 2a$.

Gauthey sagt im ersten Theil seines Werkes Seite 191: Man gebe allen Gewölben unter 2 Mtr. Weite eine Dicke von 0·33 Mtr. Bei Weiten von 2 bis 16 Mtr. gebe man der Dicke den 48sten Theil der Weite mehr 0·33 Mtr. Bei Weiten von 16 bis 32 Mtr. gebe man dem Schlußstein $^1/_{24}$ der Spannweite zur Höhe. Bei Gewölben von über 32 Mtr. Weite nehme man für die ersten 32 Mtr. den 24sten Theil der Weite und addire dazu den 48sten Theil des Restes.

Minard gibt für Aquaducte die Regel: für Gewölbe von 3 Mtr. Oeffnung nehme man 0·65 Mtr. Schlußsteinhöhe, und wenn die Oeffnung größer ist, so gebe man für jeden Mtr. weiter 0·06 Mtr. zu.

Tulla gibt für Halbkreisgewölbe vom Radius R für festes Gestein:

$$\text{Schlußsteinhöhe} = 0{\cdot}3\,\sqrt{R}$$

für weiches Gestein dagegen $0{\cdot}4\,\sqrt{R}$.

c. Ausführung der Gewölbe.

In den §§. 97. bis 103. der Allgemeinen Baukunde wurden bereits die Grundsätze für die Ausführung eines Gewölbes näher erörtert, und das Nöthige über die Construction und Aufstellung der Lehrgerüste mitgetheilt. Die Anordnung und Wahl der Baugerüste wird vorzugsweise durch die localen Verhältnisse bedingt werden, was aber die Einrüstung der Gewölbbogen betrifft, so treten verschiedene Fälle ein, je nach ihrer Anzahl und der Stärke der Zwischenpfeiler. Erhält eine Brücke nur wenige Bogen und dünne Pfeiler, dann bleibt immer die gleichzeitige Einrüstung aller Bogen, folglich auch die gleichzeitige Wölbung derselben am sichersten und zweckmäßigsten. Ist die Anzahl der Bogen sehr groß, und sind in passenden Entfernungen Widerlagspfeiler angeordnet, so kann die Einrüstung abtheilungsweise stattfinden, und es können dieselben Lehrgerüste zwei oder mehrere Mal verwendet werden; hat aber der herzustellende Bau nur

dünne Pfeiler bei einer sehr großen Anzahl von Bogen, so ist die gleichzeitige Wölbung aller mit unverhältnißmäßig großem Kostenaufwande verbunden, und man pflegt deßhalb mit der Einwölbung an einem Widerlager zu beginnen, und einen Bogen nach dem andern zu wölben, wobei aber mindestens die 3 folgenden Bogen eingerüstet sein müssen, um eine Verschiebung der Pfeiler zu verhindern. Bei dem Aquaduct zu Agen über die Garonne, welcher 23 Bogen, jeder zu 20 Mtr. Weite, hat, konnten die gleichen Lehrbogen 5 Mal gebraucht werden; zwischen einem ausgerüsteten Bogen und einem anzufangenden befanden sich immer noch 2 Bogen, deren einer beendigt, aber noch nicht ausgerüstet, der andere aber bereits mit einem Lehrgerüste versehen war. Mit den beweglichen Versetzkrahnen konnte ein vollständiges Lehrgerüst in 4 Tagen versetzt werden. (Allg. Baukunde S. 154.)

d) Uebermauerung der Gewölbe.

Nachdem die Gewölbe hergestellt sind, schreitet man an die Uebermauerung derselben und Aufführung der Stirnmauern.

Jedes Brückengewölbe von nur einiger Bedeutung hat nicht durchgängig gleiche Stärke, sondern es ist an den Kämpfern 1·2 bis 1·5 Mal so stark wie im Scheitel. Gewölbe, die das Maximum der Verdrückung haben, sind sogar durch eine Horizontallinie begränzt, welche durch den Scheitel der obern Gewölblinie geht, und es setzen sich die Gewölbsteine gewöhnlich bis an diese fort.

Weniger gedrückte Segment- und Korbbogen sind entweder durch 2 gerade gegen die Pfeiler geneigte Linien oder durch eine Kurve begränzt, deren tiefster Punkt in der Höhe des innern Gewölbscheitels liegt. Bei größern Korbbogen und Halbkreisen würde aber eine solche Begränzung eine viel zu große Mauermasse bedingen, wodurch außerdem die Gewölbschenkel zu sehr belastet würden; man läßt daher Hohlräume in dem Mauerwerke in Form von überwölbten oder mit Steinplatten überdeckten Quer- oder Längenkanälen. Fig. 10 und 11, Taf. XII., und Fig. 3, 3ª und 3ᵇ, Taf. XIV.

Nach Vollendung der Uebermauerung der Gewölbe wird die obere Mauerfläche möglichst geebnet oder abgeglichen, und zum Schutz gegen die eindringende Nässe mit einer 0·06 Mtr. hohen hydraulischen Mörtellage überdeckt; zuweilen wird auch eine etwa 0·15 Mtr. hohe Lage von Béton aufgebracht, und selbst diese wieder mit einer Thonlage überzogen, um das Durchdringen der Feuchtigkeit zu verhindern.

Im Allgemeinen ist auf die Ueberdeckung der Brückengewölbe, besonders der Viaducte, große Sorgfalt zu verwenden, da von ihr die Dauer des Bauwerks wesentlich abhängt. Wenn daher die nöthigen Materialien zur Darstellung eines guten Bétons oder hydraulischen Mörtels fehlen, so muß die Ueberdeckung nach den vorhandenen Materialien modificirt werden, und es kann z. B. der Gewölbrücken mit einer Plattschicht möglichst dichter, ganz festgebrannter Ziegelsteine in Cement mit oben offenen Fugen übermauert, und dann mit einem Cementguß, welcher in die offenen Fugen eindringt, überzogen werden; man hat nur dafür zu sorgen, daß in dem letztern keine Risse entstehen. Kann sich das Filtrations-

wasser über dem Gewölbe ansammeln, dann ist es besser, statt dem Cementguß eine Asphaltdecke von 0·01 Mtr. Stärke über die Plattschicht zu bringen, und diese wenigstens 0·18 Mtr. hoch an der Hinterseite der Stirnmauer heraufzuziehen. In dieser Weise sind mehrere Viaducte der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn überdeckt worden.

Vollständig aber werden die Gewölbe erst gegen den Einfluß des Filtrationswassers gesichert, wenn dasselbe auf dem kürzesten Wege ganz abgeführt wird, bevor es in die Gewölbe eindringt, und dazu giebt es verschiedene Anordnungen.

Bei allen gewölbten Brücken mit einer Oeffnung bedarf es weiter nichts, als daß die Uebermauerung des Gewölbes in Sattelform, Fig. 1, Taf. XII., bewirkt wird. Wird dieser Sattel auf eine oder die andere Art gedeckt, und der Raum hinter den Stirnmauern mit Sand ausgefüllt, so läuft das sich auf der Decklage ansammelnde Wasser mit dem Gefälle derselben ab und ergießt sich in die Erdhinterfüllung, durch welche es auf den Boden heruntersinkt und in feinen Wasserfäden einen Ausweg sucht. Jedenfalls ist es vortheilhaft, das Regenwasser schon vor der Fahrbahn der Brücke abzuleiten, indem man derselben eine Wölbung gibt und zu beiden Seiten mit Rinnen versieht, die ein kleines Gefälle haben.

Umständlicher wird die Wasserableitung bei einer Brücke mit mehreren Bogen. Hier werden zur Erzielung einer Entwässerung zuweilen die Stirnmauern über den Pfeilern durchbrochen, und bilden diese Oeffnungen die Zugänge zu gemauerten Quercanälen, nach welchen hin die Sattelflächen der überdeckten Gewölbe abfallen, und in welchen sich das auf demselben niedergeschlagene Wasser sammelt, Fig. 20 und 21, Taf. XII.

Das angesammelte Wasser könnte nun zwar durch die Oeffnungen in den Stirnmauern herablaufen, wie es auch manchmal angeordnet ist, es geschieht dieß aber zum Nachtheil des Bauwerkes. *) Bei den größern englischen Brücken werden daher gewöhnlich innerhalb der Pfeiler vertikale gußeiserne Abfallröhren angebracht, welche am Fuße derselben mit einer scharfen Biegung ausmünden, und so das in den Canälen sich sammelnde Wasser abführen. Diese Anordnung hat aber den Nachtheil, daß die Röhren niemals gereinigt werden können, und zuweilen auch zufrieren. Besser ist es, das in diesen Canälen sich ansammelnde Wasser mittelst metallener Röhren schräge durch die Gewölbe zu führen, wie aus den Fig. 12 und 13 näher ersichtlich ist, welche einen Bogen des Bellinger Viaducts auf der bad. Bahn vorstellen. Auch hierbei ist es von großer Wichtigkeit, das auf die Brückenbahn fallende Regenwasser so schnell als möglich von der Oberfläche der Fahrbahn abzuleiten, etwa in der Art, daß man den Rinnen neben der Fahrbahn ein Gefälle gegen den Scheitel des Gewölbes hin gibt, und dort vertikale Abfallröhren anordnet, wie Fig. 19 zeigt, oder indem man den Rinnen ein Gefälle gegen die Pfeiler hin gibt, und letztere mit vertikal herabgehenden Canälen oder Abfallröhren versieht. Bei Eisenbahnbrücken, wo die Bahn nicht mit Steinen gepflastert ist, kann eine solche Ableitung nicht stattfinden, um so sorgfältiger muß deßhalb die Ueberdeckung der Gewölbe ausgeführt werden. Bei der Neckar-

*) Viaduct bei Bietigheim über die Enz. Förster's Bauzeitung 1856.

brücke zu Ladenburg hat man, wie aus Fig. 14 ersichtlich, die Sattelflächen aus Steinplatten zusammengesetzt, und denselben ein Gefälle gegen den Scheitel der Gewölbe gegeben, wo das gesammelte Wasser einen Abzug findet; damit aber eine Verstopfung der Längencanäle eintritt, wurden sie oben offen gelassen und mit eisernen Gittern bedeckt.

Etwas abweichend von der angegebenen Methode wird die Ableitung des Filtrationswassers bei Brücken mit sehr großen Oeffnungen veranstaltet, wo in der Uebermauerung Hohlräume sind, wie in Fig. 17 und 18.

Den Sattelflächen wird ein doppeltes Gefälle gegeben, einmal von den Stirnmauern gegen die Brückenachse zu, sodann von den Pfeilermitten gegen die Gewölbscheitel hin, wo der Abzug des Wassers durch vertikale Abfallröhren stattfindet.

§. 55.

Widerlager.

Die zunächst den Ufern der Brücke befindlichen Mauerwerke, gegen welche sich die Gewölbe anstemmen und welche man Widerlager nennt, sind wohl die wichtigsten Theile einer steinernen Brücke, denn selbst das stärkste, ganz den Gesetzen der Statik entsprechende Gewölbe müßte eine Senkung annehmen, wenn die Widerlager nur um das Geringste weichen würden, sei es durch Drehung um die äußere Kante der Basis oder durch Gleiten auf dem Fundamente. Schreitet diese Senkung fort, indem die Gewölbsteine da, wo der Normaldruck sich auf eine geringe Fläche concentrirt, zerdrückt werden, so muß zuletzt ein Bruch erfolgen. Darum sind die Widerlager mit der größten Sorgfalt zu fundamentiren und aufzubauen. Bezüglich der Fundamentirung gelten die in der allgemeinen Baukunde Abschnitt VI. gegebenen Regeln und Grundsätze, was aber die Stärke und Form, Construction und Ausführung der Widerlager betrifft, so bemerken wir hierüber folgendes:

Jedes Widerlager hat einem Vertikaldrucke und einem Horizontalschube zu widerstehen; beiden Kräften sind entweder normal auf ihre Richtungslinien gewisse Massen direct entgegenzusetzen oder diese letztern sind so anzuordnen, daß sie den Normaldruck des Gewölbes gegen das Fundament hin fortpflanzen.

Hiernach gibt es demnach nur dreierlei Formen der Widerlager und Anordnungen der Steinschichten in denselben; eine mit horizontalen, gleich hohen Schichten, wie bei der Beraunbrücke in Böhmen, Taf. XII. Fig. 1; die andere mit ungleich hohen convergirenden Schichten, wie bei der Stainesbrücke über die Themse, Fig. 2; und die dritte mit horizontalen und convergirenden Schichten zugleich, wie bei der Durthbrücke in Belgien, Fig. 3, oder der Val-Benoitbrücke über die Maaß in Lüttich, Fig. 4.

Die erstere Anordnung ist die gewöhnliche für Gewölbe von geringer Spannweite, eignet sich aber auch für größere Spannweiten, wenn das Gewölbe mit zunehmender Stärke noch etwas in das Massiv des Widerlagers verlängert wird; die beiden andern eignen sich besonders für weitgespannte Bogen und sind sowohl in England als hauptsächlich in Belgien sehr gebräuchlich.

Bei der Berechnung der Stärke eines Widerlagers hat man je nach der

Anordnung der Steinschichten verschiedene Voraussetzungen zu machen; hat das Widerlager die Anordnung Fig. 1, Taf. XII., so kann sowohl ein Abgleiten auf dem Fundament, oder in der Höhe der Gewölbanfänge, als auch eine Drehung um die äußere Kante der Basis stattfinden; hat es die Anordnung Fig. 2 oder 3, so ist nur eine Drehung möglich, wobei entweder das Mauerwerk als ein zusammenhängendes Massiv angesehen, oder in demselben eine Trennungslinie angenommen werden kann, je nach dem Material und der Art der Ausführung der Widerlager.

a) Statische Betrachtung des Widerlagers.

1) Stabilität gegen das Drehen.

Das Gewölbe A B D C, Fig. 19, Taf. XV., wird gewöhnlich auf jeder Seite gegen ein Widerlager von der Form A E F K Z gestützt. Dieses Widerlager ruht auf dem Fundamente E F U T, dessen Grundfläche U T als absolut fest angesehen wird.

Die obere Fläche des Widerlagers liegt häufig unter der horizontalen Linie G J, etwa in der Linie L N, zuweilen übersteigt sie diese Gränze und fällt in die Linie K Z.

Was den Fugenschnitt betrifft, so werden die Fugen von A O an abwärts in den meisten Fällen horizontal sein. Wie dem aber auch sei, so wird man die Mittellinie des Druckes nach den früheren Prinzipien auch durch den unteren Theil des Widerlagers und Fundamentes fortsetzen und sich dadurch von der Stabilität dieser Massen Rechenschaft geben können.

Diese Drucklinie V W X wird sich in der Fuge A O wegen der plötzlichen Aenderung der Fugenrichtung und der vertikalen Componente von der im Gewölbbogen liegenden Drucklinie D J trennen.

Durch die Verbreitung des Fundamentes F E wird der untere Theil der Drucklinie W X steiler werden. Fast immer wird sich die Mittellinie des Druckes in der Grundfläche E F des Widerlagers der äußeren Kante F und in der Grundfläche T U des Fundaments der äußeren Kante U am meisten nähern, so daß für diese beiden Körper immer die Grundflächen die schwächsten Stellen in Bezug auf das Gleichgewicht gegen das Drehen sind. Demnach genügt es in der Regel zur Beurtheilung der Stabilität des Widerlagers mit sammt dem Fundamente den Punkt X zu betrachten. Der erste Punkt W wird erhalten, wenn man mit dem in der Widerlagsfuge A B herrschenden durch J gehenden Drucke R das durch den Schwerpunkt des Widerlagers gehende vertikale Gewicht dieses Widerlagers A E F K Z zusammensetzt, und den Durchschnittspunkt der Resultante mit E F sucht, oder auch wenn man den durch D gehenden horizontalen Schub H mit dem durch den Schwerpunkt des halben Brückenkörpers C E F K Z H G gehenden Gewichte P dieses Körpers componirt. Der zweite Punkt X findet sich auf dieselbe Weise, indem man das genannte Gewicht mit auf das Fundament ausdehnt; wäre aber der Punkt W bereits construirt, so brauchte man mit dem durch W gehenden Drucke nur noch das Gewicht des Fundaments E T U F zusammensetzen.

Wenn der Punkt W mit F oder der Punkt X mit U zusammenfällt, befindet

sich die Construction auf der Gränze des Gleichgewichts. In der Praxis muß ein gewisses Uebermaß von Stabilität vorhanden sein. Dieß erreicht man entweder dadurch, daß man verlangt, der Abstand F W des Punktes W von der äußeren Kante F solle einen bestimmten Theil, etwa $1/3$ oder $1/2$ von der ganzen Breite F E des Widerlagers betragen, oder auch dadurch, daß man bestimmt, erst ein gewisses Vielfaches des Schubes H solle im Stande sein, den Umsturz herbeizuführen, also den Punkt W in F oder X in U zu verrücken. Der letzteren Bestimmungsweise geben wir den Vorzug.

Um nun zu ermitteln, wie vielmal der horizontale Schub sich in den bestehenden Bauwerken vermehren kann, ehe der Umsturz der Widerlager erfolgt, nehmen wir an, die Verbreiterung des Fundaments sei nicht vorhanden, und untersuchen, bei welcher Vervielfältigung von H die Resultante aller Kräfte durch den äußersten Punkt F' des mit dem Widerlager vereinigten Fundaments gehe.

Es sei:

c die constante Widerlagsstärke A O;

f die Höhe E' A des Widerlagers incl. des Fundaments;

g die Höhe F' K des ganzen Widerlagers;

n der Coefficient, mit welchem der horizontale Schub H multiplicirt werden muß, damit F' der Drehungspunkt des ganzen Systems werde, oder das Gleichgewicht in den Gränzzustand gelange.

Drückt man nun aus, daß um den Punkt F' die durch D wirkende horizontale Kraft n H mit dem Gewichte der halben Brücke nebst deren Belastung im Gleichgewicht sei, so erhält man:

$$n (f + b + h) H = 1/2 (c - \delta)^2 (g - f) + 1/2 c^2 f + c P + M$$

oder

$$1/2 c^2 g + c [P - \delta (g - f)] - [n (f + b + h) H - M - 1/2 \delta^2 (g - f)] = o \quad (1)$$

hieraus

$$n = \frac{1/2 c^2 g + c [P - \delta (g - f)] + M + 1/2 \delta^2 (g - f)}{(f + b + h) H}. \quad (2)$$

Bei den gewöhnlichen Brücken, wo die Belastung auch über die Widerlager hinweggeht, hat man: $g = f + b + h + e$.

In der Taf. II. des §. 54. ist der Werth des Stabilitäts-Coefficienten n für eine große Zahl ausgeführter Brücken berechnet, wobei jedoch für die Widerlagsstärke c mit Vernachlässigung etwaiger Strebepfeiler immer nur derjenige Werth angenommen ist, welchen die Widerlager an den normalen Stellen der Brücke besitzen. Im Allgemeinen ist daraus zu entnehmen, daß für Brücken unter gewöhnlichen Chausseen der Werth 2,5 genügend sei. Bei Eisenbahnbrücken dürfte $n = 3$ genommen werden. Aus Gleichung (1) ergibt sich:

$$c = \frac{1}{g} \{ \sqrt{2 g [n (f + b + h) H - M - 1/2 \delta^2 (g - f)] + [P - \delta (g - f)]^2} - - [P - \delta (g - f)] \}. \quad (3)$$

In dieser Formel haben die beiden Größen P und M stets die Werthe (1) und (2) §. 54. b. Die Größe H dagegen je nach der Form des Gewölbes den Werth (3) oder (7) aus §. 54. b.

In der Praxis darf die Widerlagsstärke c nicht kleiner als 2' oder 0,6 Mtr. genommen werden, weil schwächere Mauern von Bruchsteinen keinen soliden Verband darbieten.

2) Stabilität gegen das Gleiten.

Es sei in Fig. 17, Taf. XV.:

P der vertikale Druck des Gewölbes gegen die Widerlagsfuge B C, also das Gewicht des Halbbogens mit Belastung,

H der Horizontalschub,

α der Neigungswinkel R A H der Resultante P und H mit der Horizontalen,

β der Neigungswinkel B A P der Widerlagsfuge gegen die Vertikale,

γ der Neigungswinkel R A D der Resultante P und H gegen die Normale A D auf der Widerlagsfuge, welcher positiv oder negativ ist, je nachdem die Resultante A R unterhalb oder oberhalb der Normalen liegt,

α' der Neigungswinkel des Gesammtdruckes auf den durch den Bogenanfang gehenden horizontalen Querschnitt des Widerlagers gegen die Vertikale,

c, f, g haben die frühere Bedeutung,

φ der Reibungswinkel für das bearbeitete Wölbsteinmaterial im Mittel $= 35^0$,

ψ der Reibungswinkel für die weniger gut bearbeiteten Mauersteine der Widerlagsmasse,

m der Stabilitätscoefficient gegen das Gleiten, oder der Faktor, mit welchem der Horizontalschub H multiplicirt werden muß, um ein Gleiten der Widerlagsmasse auf einem horizontalen Querschnitte herbeizuführen,

so hat man

$$(1) \qquad \text{tang}\,\alpha = \frac{P}{H} \text{ und } \gamma = \beta - \alpha.$$

Berechnet man nach diesen Formeln die Werthe α und γ, so ergeben sich für verschiedene ausgeführte Brücken die betreffenden Werthe in der Taf. II. §. 54. und man erkennt daraus, daß in der Praxis der Winkel γ bis zu 30^0 ansteigt, also fast den Reibungswinkel erreicht. Dieser Umstand bezeichnet zwar eine geringe Stabilität gegen das Gleiten, man darf aber nicht übersehen, daß es sich bloß um die Stabilität des eigentlichen Bogens auf der Widerlagsfuge handelt.

Betrachtet man die Stabilität gegen das Gleiten für den Bogen mit sammt der Belastung oder Hintermauerung, so kann man für den Reibungswinkel wegen den rauheren Mauersteinen $\psi = 45^0$ oder tang $\psi = 1$ annehmen.

Der schwächste Querschnitt ist offenbar der durch den Bogenanfang gehende; für diesen ist der vertikale Druck:

$$= P + (c - \delta)\,(b + h + e)$$

der Horizontalschub = H mithin:

$$(2) \qquad \text{tang}\,\alpha' = \frac{H}{P + (c - \delta)\,(b + h + e)}$$

und wenn der Horizontalschub m H den Winkel α' in den Reibungswinkel $\psi = 45^0$ verwandeln soll:

$$(3) \qquad \frac{m\,H}{P + (c - \delta)\,(b + h + e)} = \text{tang}\,\psi = 1.$$

Aus dieser Formel folgt:

$$m = \frac{P + (c - \delta)(b + h + e)}{H} \cdot \tang \psi = \frac{P + (c - \delta)(b + h + e)}{H} \quad (4)$$

Die Tafel II. §. 54. zeigt, daß der Stabilitätscoefficient m für das Gleiten in der Praxis fast immer viel größer ist, als der Stabilitätscoefficient n für die Drehung. Wenn das Widerlager so construirt ist, daß n zwischen 2 und 3 liegt, so hält sich auch m zwischen 2 und 3, und eine Kontrole des mit Rücksicht auf die Drehung hinreichend stabilen Widerlagers ist für das Gleiten im Allgemeinen nicht erforderlich.

Wenn man eine solche Kontrole will, so hat man annähernd die Widerlagsstärke c

$$c = \frac{m H - P}{b + h + e} + \delta \quad (5)$$

worin m denselben Werth, wie früher für n angegeben, erhält.

§. 56.

Tafeln der Bogen- und Widerlagsstärken.

Erläuterungen. Bei der Belastung e, Fig. 25, des Gewölbes ist vorausgesetzt, daß dieselbe oben horizontal abgeglichen sei und aus einer mit den Wölbsteinen gleichartigen Masse bestehe.

Wäre letzteres nicht der Fall und das Gewölbe z. B. mit Erde überfüllt, so ist für e die Höhe eines Mauerkörpers zu nehmen, dessen Gewicht gleich dem der Belastung ist. Bei Chausseebrücken ohne Erdüberhöhung, kann man e = 2′ oder 0·6 Mtr. annehmen. Bei Eisenbahnbrücken ist die Höhe der genannten Belastung nie kleiner als 5′ oder 1,5 Mtr. zu nehmen.

Bei der Bestimmung der Bogenstärke h und h′ ist angenommen, daß es sich um ein quaderartig zusammengesetztes Gewölbe von festem Sand- oder Kalkstein handle, und daß dieser Stein bei den großen Brücken einer Pressung unterworfen werden solle, deren mittlerer Betrag in der Scheitelfuge höchstens dem Gewichte einer Steinsäule von 200 und in der Widerlagsfuge höchstens dem Gewichte einer solchen Säule von 300′ Höhe gleichkommt.

Bogenstärken unter 1′ oder 0·3 Mtr. sind nicht mehr zulässig.

Für weichere Steinarten ist die Bogenstärke nöthigenfalls bis auf das $1\frac{1}{2}$-fache zu vergrößern. Ziegelgewölbe erfordern gleichfalls die $1\frac{1}{2}$fache Stärke und müssen im Verbande ausgeführt sein.

Bei der Widerlagsstärke c ist angenommen, daß das Widerlager eine Mauermasse bilde, welche vorn und hinten von der Sohle des Fundaments bis zur Höhe der Belastung durch vertikale Flächen begränzt ist.

Die in der Praxis vorkommende Abschrägung der hintern Fläche, sowie die gewöhnlich stattfindende Verbreiterung des Fundamentes kommen also der Stabilität der Brücke noch zu gut.

Chausseebrücken mit Erdüberhöhungen von einiger Stärke erfordern den Stabilitätscoefficenten 2.

Bei großen Chausseebrücken mit gar keiner Erddecke ist der Coefficient $2^1/_2$.

Bei Eisenbahnbrücken mit Erdüberhöhungen von einiger Stärke ist der Coefficient $2^1/_2$; bei großen Eisenbahnbrücken mit geringer Erddecke 3 zu nehmen.

Widerlagsstärken unter 2′ oder 0,6 Mtr. sind nicht zulässig.

Endlich soll für hohe Belastungen e die Widerlagsstärke c nicht schwächer genommen werden, als der Maximalwerth, welchen das Widerlager für niedrigere Belastungen erfordert.

Die Mittelpfeiler bei Brücken mit mehreren Oeffnungen erhalten, wenn alle Bögen gleichzeitig gewölbt werden, die halbe Widerlagsstärke c.

Scheffler's Tafeln

über Bogen- und Widerlagsstärken für Chaussee- und Eisenbahnbrücken.

a) Halbkreise.

(Maßeinheit, der Fuß in jedem Fußmaß.)

Radius der Wölbung.	Spannweite.	Bogenhöhe.	Höhe der Belastung über dem Scheitel.	Gewölbstärke im Scheitel.	Gewölbstärke am Widerlager.	Höhe der Widerlager unter dem Gewölbe.	Widerlagsstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten 2: Chausseebrücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	$2^1/_2$: Chausseebrücken in niedrigen Dämmen und für Eisenbahnbrücken in mäßigen u. hohen Dämmen	3: Eisenbahnbrücken in niedrigen Dämmen.
r	2a	b	e	h	h_1	f			
Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
2,5	5	2,5	0	1	1	5	2	2	2
—	—	—	—	—	—	15	2	2	2
—	—	—	2	1	1	5	2,5	2,9	3,3
—	—	—	—	—	—	15	3,1	3,6	4,0
—	—	—	5	1	1	5	2,7	3,2	3,7
—	—	—	—	—	—	15	3,8	4,4	4,9
5	10	5	0	1	1	5	2	2,1	2,4
—	—	—	—	—	—	15	2	2,4	2,7
—	—	—	2	1	1	5	3,3	4,0	4,6
—	—	—	—	—	—	15	4,4	5,1	5,7
—	—	—	5	1	1	5	3,9	4,8	5,5
—	—	—	—	—	—	15	5,5	6,4	7,2
10	20	10	0	1	1	5	3,2	4,0	4,8
—	—	—	—	—	—	15	4,3	5,2	5,9
—	—	—	2	1,2	1,3	5	4,8	5,9	7,0
—	—	—	—	—	—	15	6,4	7,6	8,7
—	—	—	5	1,5	1,5	5	5,9	7,3	8,6
—	—	—	—	—	—	15	7,9	9,4	10,7
15	30	15	0	1,2	1,5	5	3,8	5,1	6,2
—	—	—	—	—	—	15	5,4	6,7	7,8
—	—	—	2	1,6	1,7	5	6,1	7,8	9,2
—	—	—	—	—	—	15	8,0	9,6	11,1

Radius der Wölbung.	Spannweite.	Bogenhöhe.	Höhe der Belastung über dem Scheitel.	Gewölbstärke im Scheitel.	Gewölbstärke am Widerlager.	Höhe der Widerlager unter dem Gewölbe.	Widerlagsstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten 2: Chausseebrücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	2½: Chausseebrücken in niedrigen Dämmen und für Eisenbahnbrücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	3: Eisenbahnbrücken in niedrigen Dämmen.
r	2a	b	e	h	h_1	f			
Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
—	—	—	5	1,8	1,9	5	7,4	9,4	11,1
—	—	—	—	—	—	15	9,8	11,8	13,5
20	40	20	0	1,5	1,8	5	5,1	6,8	8,2
—	—	—	—	—	—	15	6,9	8,5	10,0
—	—	—	2	1,9	2,0	5	7,1	9,2	11
—	—	—	—	—	—	15	9,2	11,3	13,2
—	—	—	5	2,3	2,4	5	8,7	11,1	13,3
—	—	—	—	—	—	15	11,2	13,6	15,8
25	50	25	0	1,8	2,3	5	6	8	9,8
—	—	—	—	—	—	15	7,9	10	11,8
—	—	—	2	2,2	2,6	5	8,2	10,7	12,9
—	—	—	—	—	—	15	10,4	12,9	15,1
—	—	—	5	2,8	3	5	10	12,9	15,5
—	—	—	—	—	—	15	12,6	15,6	18,2
30	60	50	0	2,1	2,8	5	6,9	9,4	11,6
—	—	—	—	—	—	15	9,0	11,5	13,7
—	—	—	2	2,6	3,1	5	9,1	12,1	14,6
—	—	—	—	—	—	15	11,5	14,4	17,0
—	—	—	5	3,2	3,5	5	11,3	14,6	17,6
—	—	—	—	—	—	15	13,9	17,3	20,4
35	70	35	0	2,5	3,4	5	7,9	10,8	13,4
—	—	—	—	—	—	15	10,1	13,0	15,6
—	—	—	2	3,1	3,6	5	10,2	13,5	16,5
—	—	—	—	—	—	15	12,6	16,0	19,0
—	—	—	5	3,6	3,9	5	12,4	16,2	19,6
—	—	—	—	—	—	15	15,1	19	22,4
40	80	40	0	2,9	3,8	5	8,9	12,3	15,2
—	—	—	—	—	—	15	11,2	14,6	17,5
—	—	—	2	3,4	4,1	5	11,2	15	18,3
—	—	—	—	—	—	15	13,7	17,5	20,9
—	—	—	5	3,9	4,2	5	13,5	17,8	21,5
—	—	—	—	—	—	15	16,3	20,6	24,4
45	90	45	0	3,3	4,1	5	10,1	13,8	17,1
—	—	—	—	—	—	15	12,4	16,2	19,5
—	—	—	2	3,8	4,3	5	12,1	16,3	20,0
			—	—	—	15	14,7	18,9	22,6
				.2	4,5	5	14,6	19,3	23,4
					—	15	17,4	22,1	26,3
					4,4	5	10,7	14,9	18,6
					—	15	13,2	17,3	21,0
					4,7	5	13,1	17,7	21,8

Radius der Wölbung.	Spannweite.	Bogenhöhe.	Höhe der Belastung über dem Scheitel.	Gewölbstärke im Scheitel.	Gewölbstärke am Widerlager.	Höhe der Widerlager unter dem Gewölbe.	Widerlagsstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten 2: Chaussee-brücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	2 1/2: Chausseebrücken in niedrigen Dämmen und für Eisenbahnbrücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	3: Eisenbahnbrücken in niedrigen Dämmen.
r	2a	b	e	h	h_1	f			
Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
—	—	—	—	—	—	15	15,7	20,3	24,4
—	—	—	5	4,4	5,4	5	15,3	20,7	25,2
—	—	—	—	—	—	15	18,5	23,6	28,1

b) Gewölbe nach einem Kreisbogen mit 1/4 Verdrückung.

r	2a	b	e	h	h_1	f	2	2 1/2	3
2,5	4	1	0	1	1	5	2	2	2
—	—	—	—	—	—	15	2	2	2
—	—	—	2	1	1	5	2,6	3,0	3,4
—	—	—	—	—	—	15	3,3	3,7	4,1
—	—	—	5	1	1	5	2,8	3,2	3,7
—	—	—	—	—	—	15	3,9	4,5	5,0
5	8	2	0	1	1	5	2,1	2,4	2,7
—	—	—	—	—	—	15	2,5	2,8	3,1
—	—	—	2	1	1	5	3,5	4,2	4,7
—	—	—	—	—	—	15	4,7	5,4	6,0
—	—	—	5	1	1	5	3,9	4,7	5,4
—	—	—	—	—	—	15	5,7	6,6	7,3
10	16	4	0	1	1	5	3,9	4,7	5,4
—	—	—	—	—	—	15	5,0	5,8	6,5
—	—	—	2	1,2	1,3	5	5,1	6,2	7,3
—	—	—	—	—	—	15	7,1	8,2	9,2
—	—	—	5	1,5	1,5	5	5,8	7,1	8,2
—	—	—	—	—	—	15	8,4	9,8	11,1
15	24	6	0	1,2	1,4	5	5,2	6,4	7,4
—	—	—	—	—	—	15	6,9	8,0	9,1
—	—	—	2	1,6	1,7	5	6,4	7,9	9,3
—	—	—	—	—	—	15	8,9	10,4	11,8
—	—	—	5	1,8	1,9	5	7,2	9,0	10,6
—	—	—	—	—	—	15	10,5	12,4	14,1
20	32	8	0	1,5	1,7	5	6,4	8,0	9,4
—	—	—	—	—	—	15	8,5	10,1	11,5
—	—	—	2	1,9	2	5	7,7	9,6	11,4
—	—	—	—	—	—	15	10,6	12,6	14,3
—	—	—	5	2,3	2,4	5	8,5	10,8	12,8
—	—	—	—	—	—	15	12,2	14,5	16,6
25	40	10	0	1,8	2,1	5	7,5	9,4	11,2
—	—	—	—	—	—	15	10,0	12,0	13,7
—	—	—	2	2,2	2,4	5	8,8	11,1	13,3
—	—	—	—	—	—	15	12,1	14,4	16,6
—	—	—	5	2,8	2,9	5	9,7	12,4	14,8
—	—	—	—	—	—	15	13,7	16,5	19,0

Spannweite.	Bogenhöhe.	Höhe der Belastung über dem Scheitel.	Gewölbstärke		Höhe der Widerlager unter dem Gewölbe.	Widerlagsstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten.		
			im Scheitel.	am Widerlager.		2	2½	3
						Chaussee-brücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	Chausseebrücken in niedrigen Dämmen und für Eisenbahn-brücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	Eisenbahn-brücken in niedrigen Dämmen.
2a	b	e	h	h_1	f			
Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
48	12	0	2,1	2,5	5	8,5	10,9	13,0
—	—	—	—	—	15	11,5	13,8	15,8
—	—	2	2,6	2,9	5	9,8	12,6	15,1
—	—	—	—	—	15	11,5	13,8	15,8
—	—	5	3,2	3,4	5	10,9	14,0	16,8
—	—	—	—	—	15	15,1	18,3	21,2
56	14	0	2,5	3	5	9,6	12,4	14,8
—	—	—	—	—	15	12,8	15,5	18,0
—	—	2	3,1	3,4	5	10,9	14,1	16,9
—	—	—	—	—	15	14,7	18	20,8
—	—	5	3,6	3,8	5	12,0	15,6	18,8
—	—	—	—	—	15	16,5	20,1	23,4
64	16	0	2,9	3,4	5	10,7	13,7	16,7
—	—	—	—	—	15	14,2	17,3	20,1
—	—	2	3,4	3,8	5	12,0	15,6	18,8
—	—	—	—	—	15	16,0	19,6	22,8
—	—	5	3,9	4,1	5	13,0	17,0	20,6
—	—	—	—	—	15	17,7	21,7	25,4
72	18	0	3,3	3,8	5	11,8	15,3	16,1
—	—	—	—	—	15	15,5	19,0	22,1
—	—	2	3,8	4,1	5	13,1	17,6	20,6
—	—	—	—	—	15	17,3	21,3	24,9
—	—	5	4,2	4,4	5	14,2	18,6	22,6
—	—	—	—	—	15	19,0	23,5	27,5
80	20	0	3,6	4,1	5	12,8	16,7	20,2
—	—	—	—	—	15	16,7	20,6	24,1
—	—	2	4,1	4,5	5	14,1	18,5	22,4
—	—	—	—	—	15	18,4	22,8	26,8
—	—	5	4,4	5,0	5	15,3	20,1	24,3
—	—	—	—	—	15	20,2	25	29,4
88	22	0	3,9	4,5	5	13,8	18,1	22,0
—	—	—	—	—	15	17,8	22,1	26,0
—	—	2	4,3	5,8	5	15,0	19,8	29,0
—	—	—	—	—	15	19,5	24,3	28,6
—	—	5	4,6	5,7	5	16,2	41,4	26,0
—	—	—	—	—	15	21,2	26,5	31,2
96	24	0	4,2	5,3	5	14,7	19,4	23,6
—	—	—	—	—	15	18,9	23,6	27,7
—	—	2	4,5	5,9	5	15,9	21,0	25,6
—	—	—	—	—	15	20,5	25,6	30,2
—	—	5	4,8	6,6	5	17,1	22,7	27,7

Radius der Wölbung.	Spannweite.	Bogenhöhe.	Höhe der Belastung über dem Scheitel.	Gewölbstärke im Scheitel.	Gewölbstärke am Widerlager.	Höhe der Widerlager unter dem Gewölbe.	Widerlagsstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten. 2 — Chaussee-brücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	2½ — Chausseebrücken in niedrigen Dämmen und für Eisenbahn-brücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	3 — Eisenbahn-brücken in niedrigen Dämmen.
r	2a	b	e	h	h_1	f			
Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
—	—	—	—	—	—	15	22,2	27,9	32,9
65	104	26	0	4,4	6,2	5	15,5	20,6	25,1
—	—	—	—	—	—	15	19,8	24,9	29,3
—	—	—	2	4,7	6,6	5	16,8	22,3	27,2
—	—	—	—	—	—	15	21,5	27,0	31,9
—	—	—	5	4,9	7,4	5	18,0	24,0	29,2
—	—	—	—	—	—	15	23,2	29,2	34,6
70	112	28	0	4,6	7,1	5	16,4	21,8	26,6
—	—	—	—	—	—	15	20,7	26,1	30,9
—	—	—	2	4,8	7,5	5	17,6	23,4	28,6
—	—	—	—	—	—	15	22,4	28,2	33,5
—	—	—	5	5,0	8,3	5	18,9	25,2	30,8
—	—	—	—	—	—	15	24,1	30,5	36,2
75	120	30	0	4,8	7,9	5	17,2	23,0	28,1
—	—	—	—	—	—	15	21,7	27,4	32,5
—	—	—	2	5,0	8,5	5	18,4	24,6	30,1
—	—	—	—	—	—	15	23,2	29,5	35,0
—	—	—	5	5,2	9,4	5	19,7	26,4	32,3
—	—	—	—	—	—	15	25,1	31,8	37,8

c) Gewölbe nach einem Kreisbogen mit ⅙ Verdrückung.

r	2a	b	e	h	h_1	f	2	2½	3
2,5	3	0,5	0	1	1	5	2	2	2
—	—	—	—	—	—	15	2	2	2
—	—	—	2	1	1	5	2,6	3	3,3
—	—	—	—	—	—	15	3,2	3,6	3,9
—	—	—	5	1	1	5	2,6	3,0	3,4
—	—	—	—	—	—	15	3,6	4,1	4,5
5	6	1	0	1	1	5	2,0	2,3	2,5
—	—	—	—	—	—	15	2,2	2,5	2,7
—	—	—	2	1	1	5	3,4	4,0	4,5
—	—	—	—	—	—	15	4,4	5,1	5,6
—	—	—	5	1	1	5	3,8	4,5	5,1
—	—	—	—	—	—	15	5,4	6,2	6,9
10	12	2	0	1	1	5	4	4,6	5,2
—	—	—	—	—	—	15	4,7	5,4	6,0
—	—	—	2	1,2	1,2	5	5,2	6,1	7,0
—	—	—	—	—	—	15	6,9	7,9	8,9
—	—	—	5	1,5	1,5	5	5,6	6,8	7,8
—	—	—	—	—	—	15	8,2	9,5	10,6
15	18	3	0	1,2	1,3	5	5,2	6,2	7,1
—	—	—	—	—	—	15	6,6	7,6	8,5

Radius der Wölbung.	Spannweite.	Bogenhöhe.	Höhe der Belastung über dem Scheitel.	Gewölbstärke		Höhe der Widerlager unter dem Gewölbe.	Widerlagsstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten.		
				im Scheitel.	am Widerlager.		2	2½	3
							Chausseebrücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	Chausseebrücken in niedrigen Dämmen und für Eisenbahnbrücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	Eisenbahnbrücken in niedrigen Dämmen.
r	2a	b	e	h	h_1	f			
Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
—	—	—	2	1,6	1,6	5	6,5	7,9	9,1
—	—	—	—	—	—	15	8,9	10,3	11,5
—	—	—	5	1,8	1,8	5	7,2	8,2	10,2
—	—	—	—	—	—	15	10,5	12,2	13,7
20	24	4	0	1,5	1,6	5	6,4	7,7	8,9
—	—	—	—	—	—	15	8,3	9,6	10,8
—	—	—	2	1,9	1,9	5	7,7	9,4	11,0
—	—	—	—	—	—	15	10,6	12,4	14,0
—	—	—	5	2,3	2,3	5	8,4	10,4	12,1
—	—	—	—	—	—	15	12,2	14,3	16,2
25	30	5	0	1,8	2	5	7,4	9,1	10,6
—	—	—	—	—	—	15	9,9	11,5	13,0
—	—	—	2	2,2	2,4	5	8,8	10,9	12,7
—	—	—	—	—	—	15	12,2	14,3	16,2
—	—	—	5	2,8	2,9	5	9,5	11,8	14
—	—	—	—	—	—	15	13,8	16,2	18,5
30	36	6	0	2,1	2,4	5	8,5	10,5	12,3
—	—	—	—	—	—	15	11,3	13,3	15,1
—	—	—	2	2,6	2,8	5	9,9	12,3	14,4
—	—	—	—	—	—	15	13,6	16,1	18,3
—	—	—	5	3,2	3,3	5	10,6	13,3	15,8
—	—	—	—	—	—	15	15,3	18,1	20,7
35	42	7	0	2,5	2,9	5	9,5	11,9	14,0
—	—	—	—	—	—	15	12,2	15,1	17,1
—	—	—	2	3,1	3,3	5	10,8	13,6	16,1
—	—	—	—	—	—	15	15,0	17,8	20,3
—	—	—	5	3,6	3,7	5	11,7	14,8	17,6
—	—	—	—	—	—	15	16,7	19,9	22,8
40	48	8	0	2,9	3,3	5	10,5	13,2	15,6
—	—	—	—	—	—	15	14,1	16,8	19,2
—	—	—	2	3,4	3,7	5	11,8	14,9	17,7
—	—	—	—	—	—	15	16,2	19,4	22,2
—	—	—	5	3,9	4,0	5	12,7	16,2	19,3
—	—	—	—	—	—	15	18,0	21,6	24,8
45	54	9	0	3,3	3,6	5	11,5	14,6	17,3
—	—	—	—	—	—	15	15,5	18,5	21,2
—	—	—	2	3,8	4,0	5	12,7	16,2	19,3
—	—	—	—	—	—	15	17,5	21,0	24,1
—	—	—	5	4,2	4,3	5	13,7	17,5	20,9
—	—	—	—	—	—	15	19,3	23,2	26,8
50	60	10	0	3,6	3,9	5	12,4	15,8	18,8

Radius der Wölbung.	Spannweite.	Bogenhöhe.	Höhe der Belastung über dem Scheitel.	Gewölbstärke im Scheitel.	Gewölbstärke am Widerlager.	Höhe der Widerlager unter dem Gewölbe.	Widerlagsstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten. 2: Chausseebrücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	1/2: Chausseebrücken in niedrigen Dämmen und für Eisenbahnbrücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	3: Eisenbahnbrücken in niedrigen Dämmen.
r	2a	b	e	h	h_1	f			
Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
—	—	—	—	—	—	15	16,7	20,0	23,0
—	—	—	2	4,1	4,3	5	13,6	17,5	20,8
—	—	—	—	—	—	15	18,7	22,5	26,1
—	—	—	5	4,4	4,8	5	14,7	18,8	22,6
—	—	—	—	—	—	15	20,5	34,8	28,6
55	66	11	0	3,9	4,3	5	13,5	17,2	20,6
—	—	—	—	—	—	15	18,0	21,7	25,0
—	—	—	2	4,3	4,9	5	14,5	18,6	22,3
—	—	—	—	—	—	15	19,8	24,0	27,7
—	—	—	5	4,6	5,4	5	15,6	20,1	24,1
—	—	—	—	—	—	15	21,6	26,3	30,4
60	72	12	0	4,2	5,0	5	14,2	18,2	21,8
—	—	—	—	—	—	15	18,9	23	26,5
—	—	—	2	4,5	5,4	5	15,4	19,8	23,8
—	—	—	—	—	—	15	20,9	15,3	29,3
—	—	—	5	4,8	6,0	5	16,5	21,4	25,7
—	—	—	—	—	—	15	22,7	27,7	32,1
65	78	13	0	4,4	5,6	5	15,0	19,3	23,2
—	—	—	—	—	—	15	20,0	24,3	28,1
—	—	—	2	4,7	6,1	5	16,2	21,0	25,2
—	—	—	—	—	—	15	21,9	26,7	30,9
—	—	—	5	4,9	6,6	5	18,1	23,5	28,2
—	—	—	—	—	—	15	24,7	30,1	35,0
70	84	14	0	4,6	6,3	5	15,8	20,4	24,6
—	—	—	—	—	—	15	20,9	25,6	29,7
—	—	—	2	4,8	6,7	5	17,0	22,1	26,6
—	—	—	—	—	—	15	22,8	27,9	32,5
—	—	—	5	5,0	7,3	5	18,2	23,7	28,6
—	—	—	—	—	—	15	24,8	30,4	35,4
75	90	15	0	4,8	7,9	5	16,6	21,5	25,9
—	—	—	—	—	—	15	21,9	26,8	31,2
—	—	—	2	5,2	7,4	5	17,8	23,2	28,0
—	—	—	—	—	—	15	23,8	29,2	34,0
—	—	—	5	5,2	8,1	5	19,0	24,9	30,1
—	—	—	—	—	—	15	25,8	31,7	37,0

§. 57.

Flügelmauern.

An die Widerlager schließen sich die Flügelmauern an; dieselben können verschieden angeordnet sein, je nachdem es die Verhältnisse erfordern. Man sehe die Fig. 5, 5ᵃ, 5ᵇ, 6, 6ᵃ, 6ᵇ, 6ᶜ, 7, 7ᵃ, 7ᵇ, 8, 9, Taf. XII.

Die Stärke der Flügelmauern bestimmt sich nach dem Erddrucke.

§. 58.

Pfeiler.

Man unterscheidet zweierlei Arten von Pfeilern:

1) Dünne Pfeiler, oder solche, welche dem Horizontaldrucke eines Gewölbes nicht widerstehen;

2) Widerlagspfeiler, oder solche, welche dem Horizontaldrucke widerstehen können, im Falle ein Bogen der Brücke einstürzt.

Die Vortheile der dünnen Pfeiler sind:

a) daß sie den Fluthraum wenig verengen;

b) daß sie weniger Gründungskosten verursachen;

c) daß bei eintretendem Eisgange keine Sperrung der Oeffnungen zu gewärtigen ist;

d) daß sie weniger Material erfordern.

Dagegen bedingen sie bei der Wölbung eine gleichzeitige Einrüstung aller Bogen.

Die Vortheile der Widerlagspfeiler sind:

a) daß ein Bogen nach dem andern gewölbt werden kann;

b) daß während des Baues, der oft mehrere Jahre andauert, nur immer ein Bogen für die Schifffahrt und den Eisgang gesperrt ist;

c) daß bei dem Einsturze eines Bogens nicht alle andern nachfallen.

Sowohl die dünnen wie die Widerlagspfeiler haben also gewisse Vortheile, die bei jeder Brücke zu würdigen sind. Eine Brücke mit vielen Oeffnungen und nur dünnen Pfeilern ist eben so wenig zweckmäßig, als eine solche mit nur dicken Pfeilern; man pflegt deßhalb größere Bauwerke ihrer Länge nach durch Widerlagspfeiler in mehrere Theile zu theilen, und jedem Theil dünne Pfeiler zu geben; besonders wird eine solche Anordnung bei hohen und langen Viaducten gewählt werden müssen, um denselben mehr Stabilität zu geben und um zu verhüten, daß durch den zufälligen Einsturz eines Bogens der ganze Bau in Trümmern zerfällt.

Die Stärke der Pfeiler ist schwer genau theoretisch zu bestimmen, da dieselben nicht allein dem Vertikaldrucke, sondern auch starken Stößen schwimmender Körper zu widerstehen haben. Nur sehr hohe Pfeiler von Viaducten, welche nicht in einer Strömung stehen, lassen sich, bezüglich ihrer Stärke, nach der rückwirkenden Festigkeit des Materials beurtheilen; solche aber, die sich in

einem strömenden Wasser befinden, und dabei, wie gewöhnlich, eine kleine Höhe haben, müssen rein nach Erfahrungen bestimmt werden.

Die nachstehende Zusammenstellung der Dimensionen von Pfeilern ausgeführter Brücken gibt im Mittel die Stärke der dünnen Flußpfeiler $^1/_{10}$ bis $^1/_8$ der Spannweite; die der Widerlagspfeiler hingegen $^1/_5$ bis $^1/_4$ der Spannweite.

Für die Widerlagsstärken erhält man:

bei Halbkreisgewölben . . . . $^1/_5$ der Spannweite
bei Korbbogen und Segmenten mit $^1/_3$ bis $^1/_4$ Verdrückung $^1/_4$ „ „
bei flachen Segmenten . . . . $^1/_3$ „ „

Der §. 9. des II. Abschnitts enthält das Nöthige über die Form, Construction und Ausführung der Pfeiler.

ensionen der Widerlager und Pfeiler verschiedener ausge-führter Brücken und Viaducte.

ichnung der :ücken.	Spannweite.	Pfeilhöhe.	Schlußsteinhöhe	Breite der Brücke	Widerlags-		Pfeiler-		Bemerkungen.
					Höhe.	Stärke.	Höhe.	Stärke.	
	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	
er Straße von heim nach Basel	3·6	1·8	0·45	9·6	0·45	1·38	—	—	(s) bedeutet mit
ppoldsau . .	7·8	1·98	0·6	7·5	2·19	2·37	—	—	Strebepfeiler.
onaueschingen	8·85	0·96	0·66	10·65	2·64	3·75	2·64	1·2	(d) inclusive des
en Wehrfluß .	12·96	3·0	0·84	9·3	3·39	4·2	—	—	Durchgangs für
meldingen . .	10·8	5·4	0·63	10·62	1·2	2·4	—	—	den Ziehweg.
lm über die t	18·0	3·0	1·2	10·8	3·6	4·8	3·6	3·0	
annstatt über eckar . . .	18·59	1·859	1·0	10·8	3·6	8·5	5·1	2·57	Straße.
ie Draisam bei rg	18·0	2·4	1·05	9·3	3·6	6·0	—	—	"
ie Draisam bei rg	18·0	2·4	1·02 1·08	7·5	4·65	6·0	—	—	Eisenbahn.
ke in Bern .	44·8	17·8	1·8	12·0	5·7	16·5	—	—	Straße.
cke in Böhmen	26·54	3·57	1·1	9·2	6·95	7·58	6·95	3·79	"
im Venetia-	20·0	4·0	1·3	8·8	6·6	6·7 (s)	6·6	4·0	"
rücke über den)	24·0	4·0	1·0 2·0	10·0	4·8	10·0	4·8	4·0	"
Paris . .	26·5	3·299	1·44	13·4	7·35	10·0 (s)	7·35	3·0 —3·4	"
bei Ladenburg	27·0	3·375	1·2 2·4	9·6	9·0	12·0 (d)	9·0	3·15—3·6	Eisenbahn.
rt in Belgien	25·0	3·0	1·2	8·5	7·5	14·0	7·5	2·5 —3	"
t in Belgien.	20·0	2·675	1·25	15·0	6·8	18·7 (d)	6·8	2·5 —3	Eisenb. u. Straße.
" "	15·0	2·01	0·8	8·5	4·0	9·8	4·0	1·5 —2·3	Eisenbahn.
" "	10·0	1·0	0·75	9·0	6·22	5·0	6·22	1·5	"
" "	10·0	1·67	0·66	10·15	6·4	4·6	6·4	1·4 —1·68	"
" "	7·0	0·94	0·55	9 5	4·0	3·8	—	—	"
" "	9·0	2·25	0·66	10·6	3·4	3·6	—	—	"
" "	6·5	1·2	0·66	10·6	4·2	2·51	—	—	"
England . .	20·0	6·08	1·09	8·72	2·1	13·3 (d)	5·9	3 —3·3	Straße.
r. " . . .	21·28	5·35	0·608	13·07	—	—	7·7	3 —3·6	"
über die Themse	21·06	2·52	0·709	—	6·9	12·76(d)	6·9	2·52	"
" " "	46·2	11·27	1·5	17·02	8·51	22·19	10·0	7·29	"
r. üb. d. Themse	40·8	10·6	1·46	13·5	—	12·1	6·68	6·08	"
t Turin . .	45·0	5·5	1·5	12·4	5·0	12·0	—	—	"
. . . . . .	35·1	10·9	1·87	10·8	1·14	8·77	1·14	7·8	"
. . . . . .	39·0	9·7	1·565	14·02	0·92	15·9 (d)	0 92	3·5 —4·22	"
ace	23·39	1·95	1·46	12·2	6·5	5·6 (s)	6·5	2·92	"
a Edinburg .	27·3	9·1	—	—	—	—	20·3	3·34	"
terbr. v. Telfort	15·8	7·9	—	—	-	—	27·0	2·4 3·0	"
quaduct . .	13·6	—	—	—	—	—	36·4	2·73 3·95	Canal.
Marseille - Avig- d.	6·0	5·8	—	—	—	—	15·0	1·8 3·0	Eisenbahn.
Bietigheim . .	12·0	6·0	—	—	—	—	16 0 über Sockel	1·68 1·84	"
n Belgien . .	10·0	4·82	0·66	9·0	11·0	3·0	11·0	2·0 2·4	"

§. 59.

Gurten.

Auf die Stirnmauern werden zunächst die Gurtsteine versetzt und zwar gewöhnlich in solcher Höhe, daß ihre obern Flächen in der Horizontalebene liegen, welche durch den Scheitel der Fahrbahnwölbung oder bei einer Eisenbahn durch die obere Fläche der Lang- oder Querschwellen geht.

Die Gurtsteine selbst sind möglichst lang zu machen und erfordern keine künstliche Verbindung mit dem Stirnmauerwerk; das Gurtprofil muß einfach und dabei doch wieder dem Ganzen entsprechend sein. Verschiedene Gurtprofile sind auf Taf. III. angegeben.

§. 60.

Fahrbahn.

Gleichzeitig mit dem Versetzen der Gurtsteine pflegt man, sofern die wasserdichte Ueberdeckung des Gewölbrückens vollständig hart geworden ist, den Raum zwischen den beiden Stirnmauern bis auf Gurthöhe mit Erde, Sand, Kies oder Schotter auszufüllen. Ueber dem Gewölbscheitel wird diese Erdanschüttung ihre geringste Höhe haben, die jedoch bei einer Straßen- wie bei einer Eisenbahnbrücke mindestens 0·3 Mtr. betragen sollte, damit etwa vorkommende Stöße von den über das Gewölbe rollenden Wagen eine minder nachtheilige Wirkung äußern. Die Höhe der Erdanschüttung im Scheitel größer zu machen, als gerade erforderlich ist, würde in den meisten Fällen unzweckmäßig sein, indem alsdann dem Gewölbe selbst eine geringere Pfeilhöhe, folglich eine größere Verdrückung gegeben werden müßte. Bei hohen Viaducten, wo man nicht an eine bestimmte Höhe der Gewölbanfänge gebunden ist, rechtfertigt sich eine höhere Erdanschüttung um so eher, als dadurch eine größere Schonung der ganzen Construction bezweckt wird.

Die Fahrbahn einer Straßenbrücke kann auf zweierlei Arten an ihrer Oberfläche festgemacht werden, indem man entweder die Beschotterung der anstoßenden Straße einfach über die Brücke fortsetzt, oder indem man eine Steinabpflasterung anwendet; letzteres ist zwar kostspieliger, hat aber die Vortheile, daß es weniger Unterhaltung erfordert, und nur äußerst wenig Wasser durchsickern läßt, daher es auch gewöhnlich bei größern, stark frequentirten Brücken der Beschotterung vorgezogen zu werden pflegt.

In jedem Falle ist dieser Fahrbahn eine Wölbung zu geben, die bei der Beschotterung, je nach der Beschaffenheit des Materials, $^1/_{40}$ bis $^1/_{50}$, bei der Abpflasterung $^1/_{70}$ bis $^1/_{80}$ der Straßenbreite beträgt, damit das auf die Brücke fallende Wasser möglichst rasch in die Abzugsrinnen strömt, von welchen es auf die eine oder andere im §. 54. erwähnte Art abgeleitet wird. Hat die Brückenbahn nicht schon an und für sich ein Längengefälle, sondern liegt sie horizontal, so erhalten nur die Rinnen ein kleines Gefälle, welches $^1/_3$ bis $^1/_2$ Procent betragen kann.

Werden Fußwege angeordnet, so schließen sich diese unmittelbar an die Rinne an. Die innern Kanten derselben liegen in der Regel gleich hoch, oder nur um

das Quergefälle der Fußwege niedriger, als der höchste Punkt der Fahrbahn. Größtentheils werden die Fußwege durch Randsteine begränzt und abgepflastert, zuweilen geschieht es aber auch, besonders in Städten, daß man sie aus starken Steinplatten construirt, oder auch, wenn solche zu kostspielig wären, daß man eine Asphaltirung auf eine ebene Backstein-Unterlage anordnet. Das zu Gebot stehende Material wird auf die Wahl der Anordnung wesentlichen Einfluß haben.

Die Fahrbahnen der Eisenbahnbrücken erhalten stets eine Beschotterung, auf welche die Unterlagsschwellen der Bahnschienen gehörig festzurammen sind. Fig. 12 und 13, Taf. XII. Erhält die Beschotterung im Scheitel der Gewölbe eine kleinere Höhe als 0·3 Mtr., so sind die Querschwellen daselbst zusammenzurücken, damit sich die Last der die Brücke passirenden Locomotiven auf eine größere Fläche vertheilt.

§. 61.

Brüstungen und Geländer.

Auf den Gurtsteinen stehen zum Schutz gegen Absturz die Brüstungen.

Diese sind gewöhnlich und für steinerne Brücken am geeignetsten aus gehauenen Werkstücken. Nur an solchen Orten, wo die Werkstücke sehr theuer sind, oder bei sehr flachen Gewölben erscheint es angemessen, einige größere Werkstücke oder Pilaster aufzustellen, und die Füllungen aus Backsteinen oder Gußeisen zu construiren, wie solches auf Taf. III. ersichtlich ist. Besteht die Brüstung ganz aus Werkstücken, so werden diese in der Regel ohne alle weitere Verbindung auf die Gurtsteine versetzt, und zwar gewöhnlich in der Art, daß ihre äußern Flächen in die Stirnebene des Gewölbes fallen. Die Höhe der Brüstungen wechselt zwischen 0·75 und 1·2 Mtr. Gewöhnlich ist sie 1 Mtr. Die Breite beträgt 0·3 bis 0·6 Mtr.

Bei kleinern Eisenbahnbrücken kann die Brüstung ganz wegbleiben; bei Viaducten und größern Brücken dagegen fehlt sie nie und wird gemeinhin zur Gewinnung einer größern Breite für die Fußwege etwas gegen die Stirnebene vorgerückt. Fig. 14 und 16, Taf. XII.

§. 62.

Viaducte.

Die größten Viaducte neuerer Zeit sind durch den Bau der Eisenbahnen veranlaßt worden, und zwar an solchen Orten, wo dieselben über weite und tief eingeschnittene Thäler geführt werden mußten. Es geht aus der Natur der Sache hervor, daß solche Bauten bei der Ausführung alle mögliche Sorgfalt erfordern, indem sie gewöhnlich eine im Verhältniß ihrer Breite sehr bedeutende Höhe haben. Die Halbkreis- und überhöhten Bogen werden hier allen andern Gewölben vorzuziehen sein, da sie nicht allein den geringsten Seitenschub auf die Widerlager äußern, sondern auch den heftigen Stößen bei dem Darüberrollen der Locomotiven die größte Masse entgegensetzen. Die Spannweiten dieser Ge-

wölbe pflegt man der Sicherheit und Solidität wegen nicht groß anzunehmen, gewöhnlich sind sie nur 10—15 Mtr.

Was die Pfeiler betrifft, so können diese wohl auf 20 bis 25 Mtr. frei in die Höhe gebaut werden, da sie nur einem Vertikaldrucke zu widerstehen haben, allein es bedingt dieß ein gutes Material und äußerst sorgfältige Ausführung; den gewaltigen Erschütterungen, welchen ein Eisenbahn-Viaduct täglich mehrere Mal ausgesetzt ist, und die sich auch den Pfeilern mittheilen, kann nur durch große Massen begegnet werden, und aus diesem Grunde pflegt man außer den Traggewölben noch Spanngewölbe anzuordnen, die den ganzen Bau in zwei oder mehrere Etagen abtheilen. Dadurch, daß man alsdann die Etagen von oben nach unten immer etwas breiter macht, erhält der ganze Bau auch die nöthige Stabilität und Sicherheit.

Aus folgender Zusammenstellung sind die Hauptdimensionen mehrerer Viaducte zu entnehmen.

	Viaduct von Barenton.	Viaduct von Beaugency.	Viaduct von Mirville.	Viaduct von St. Germain.	Viaduct von Dolhain in Belgien.	Geul-Viaduct in Belgien.	Viaduct über das Thal von Fleury.	Viaduct über das Wearthal Durham-Junction-Eisenbahn	Viaduct bei Bietigheim in Württemberg.	Göltzschthal-Viaduct in Sachsen.	Bemerkungen.
Baumaterial . . .	Backstein	Haustein	Backstein	Bruchstein	Quader- u. Backst.	Backstein	Kalkstein	Sandstein u. Granit	Sandst.-Quader	Backst. u. Quader	
Höhe des Pfeilerrumpfs	26·3 M.	12·9 M.	20·0 M.	16·73 M.	11·08 M.	14·39 (a) M.	15·0 (b) - 3·0 (a)	22·0	16·0 über Sockel	—	Der Viaduct von Barenton von Ing. Locke erbaut, stürzte wegen schlechter Ausführung zusammen.
Höhe der Schienen über dem Fundament . .	44·0	18·8	26·0	23·70	17·60 M.	37·8 M.	31·0 M.	45·0	32·1	77·84	
Weite der Bogen von Mitte zu Mitte der Pfeiler .	17·7	10·0	10·75	11·9	12·0 M.	11·47	13·0 M.	50·5.55·6	13·68	14 u. 28·3 im Lichten	
Stärke der Pfeiler . .	—	—	—	—	oben 2 M. unten 2·9 M.	2·19 M.	3·25 (b) - 5·10 (a)	6·6 u. 7·05	1·68 (b)		
Querschnitt der Pfeiler am Bogenanfang . . .	21·87 □M	12·75 □M	12·55 □M.	14·0 □M.	28·32 □M.	20·7 □M.	26·6 □M.	—	12·23 □M.	—	*) Die Spanngewölbe befinden sich unmittelbar unter den Traggewölben, und haben 0·7 Mtr. Stärke im Schlusse.
Verhältniß dieses Profils zur Spannweite der Bogen	1·23	1·27	1·13	1·23	2·36	1·81	2·04	—	0·9	—	
Gewölbstärken am Schluß	0·75 M.	0·8 M.	0·6 M.	0·95 M.	0·66 M.	0·80	1·35	1·5 M.	0·84	—	
Anzahl der Bogen . .	27	—	—	—	9	17	7	4	21	27 (b)	
Anzahl der Etagen . .	1	1	1	1	1	2	2	1	2*)	4	
Festigkeit des Baumaterials	1800 K.	2400	1800	2240	—	—	—	—	—	—	(a) untere Etage. (b) obere Etage.
Belastung der Widerlagsschichten	3·95 K.	4·23 K.	3·10 K.	4·21 K.	—	—	—	—	—	—	
Belastung der Pfeiler an dem Fundament . .	3·52	—	2·02 K.	3·16 K.	—	—	—	—	—	—	
Kosten	—	—	—	—	—	—	2000000 Francs.	50000 Pfd. Strl.	600000 Gulden.	—	

§. 63.

Aquaducte.

Steinerne Aquaducte von sehr bedeutender Größe wurden schon in den frühesten Zeiten von den Römern ausgeführt. Das Charakteristische an diesen römischen Bauwerken besteht darin, daß sie ihrer bedeutenden Höhe wegen in mehrere Etagen abgetheilt sind, und die Bogen in jeder Etage die Halbkreisform haben; auch sind gewöhnlich die Spannweiten der untern Bogen größer wie die der obern. Neuere Bauwerke dieser Art findet man insbesondere in Frankreich und England; die Gewölbspannungen überschreiten selten 20 Mtr. und sind meist nur 10 bis 15 Mtr.; die Anordnung, wornach die Ziehwege auf flachen Gewölben liegen, die sich an das Halbkreisgewölbe des Canalbetts anschließen, wird häufig angetroffen; letzteres hat gewöhnlich nur die Breite für den Durchgang eines Schiffes und es befinden sich auf beiden Seiten desselben die Ziehwege.

Einer der größten Aquaducte Frankreichs ist bei Agen über die Garonne erbaut. Er hat 23 Bogen, jeder von 20 Mtr. Weite; sie ruhen auf 3·6 Mtr. starken Pfeilern und 5 Meter starken Widerlagern. Die Fig. 15 und 16, Taf. XII., zeigen einen Theil der Ansicht und den Querschnitt eines Bogens. Das Canalbett liegt unmittelbar auf der Bétonlage der Gewölbe, hat an der Sohle 7·5 Mtr. und in der Höhe des Wasserspiegels 8·28 Mtr. Breite und eine Tiefe von 2·7 Mtr. Jede Canalwand ist mit Backsteinen bekleidet und besteht außerdem noch aus der Stirnmauer und einer Bétonschicht. Die Sohle und die Canalwände sind mit Asphalt bedeckt, um das Einsickern des Wassers zu verhindern, und es hat diese Asphaltbekleidung auf dem Béton eine Stärke von 0·02 Mtr., und an den Backsteinwänden, welche etwas rauh gelassen sind, von 0·014 Mtr. Gegen Stoß und Reibung der Fahrzeuge ist die Asphaltbekleidung durch 0·11 Mtr. starke Vorsetzer geschützt, welche aus einer auf der Canalsohle liegenden Schwelle, mehreren Pfosten und einem Holme bestehen.

Nicht weniger interessant ist der Aquaduct von Roquefavour bei Marseille. Derselbe hat eine Gesammtlänge von 400 Mtr. und eine Höhe von 80·81 Mtr., welche in 3 Etagen abgetheilt ist; die Höhe der ersten Etage, mit Bogen von 13 Mtr. Weite, beträgt bis unter den Schlußstein derselben 26·5 Mtr.; die Bogen der zweiten Etage haben 16 Mtr. Weite und die Höhe der Pfeiler bis unter den Schluß derselben ist 31 Mtr.; die Bogen der dritten Etage endlich sind 5 Mtr. weit und die Pfeilerhöhe beträgt bis unter den Schluß 8·76 Mtr. Die Pfeiler der ersten Etage sind 3 Mtr. stark, die der zweiten Etage haben 2 Mtr. und die der dritten 1 Mtr. Stärke. Zur Vergrößerung der Stabilität des Baues sind 1 Mtr. starke Strebepfeiler angeordnet, welche sich bis an die dritte Etage hinaufziehen. In sämmtlichen Etagen sind die Pfeiler mit Durchgängen versehen.

§. 64.

Beschreibung des Baues der Neckarbrücke bei Cannstatt. Taf. XIII.

In Cannstatt bestand schon seit Jahrhunderten eine, theils auf steinernen, theils auf hölzernen Pfeilern ruhende hölzerne Brücke über den Neckar, welche die

eigentliche Stadt mit der Vorstadt Cannstatt in Verbindung setzte. Schon ihrer ganzen Anlage, ihren Dimensionen und ihrer Bauart nach konnte diese Brücke ihrem Zwecke und den Anforderungen einer gesteigerten Frequenz nur höchst nothdürftig genügen, indem sie neben kaum praktikabeln Zufahrten nicht mehr als 5·4 Mtr. Breite hatte. Als aber die Brücke nach mehreren kostbaren Reparaturen abermals in einen sehr beunruhigenden Zustand von Baufälligkeit gerieth, wurde dieselbe im Sommer 1831 für das schwere Fuhrwerk geschlossen, eine jeglichem Gebrauche dienliche Nothbrücke hergestellt und die Erbauung einer steinernen Brücke von angemessener Breite angeordnet.

Hauptdimensionen des Baues.

Die gesammte Länge der Brücke zwischen den beiderseitigen Ufermauern beträgt 105·8 Mtr. Sie wird durch 5 Bogen gebildet, deren jeder eine Spannweite von 18·59 Mtr. erhielt. Die Aufwölbung der 3 mittlern Bogen wurde auf 2·28 Mtr., die der beiden äußeren Bogen auf 1·85 Mtr. festgesetzt, weil die örtlichen Verhältnisse eine horizontale Anlage der Fahrbahn nur über den 3 mittleren Bogen zuließen, über den äußern Bogen dagegen eine Neigung von 5 pCt. forderten. Die Stärke der 5·1 Mtr. hohen Pfeiler beträgt über den Sockelvorsprüngen 2·57 Mtr. Die Dicke der Gewölbe beträgt bei den 3 mittlern Bogen an den Widerlagern 1·28, am Schlusse 1·0 Mtr., bei den beiden äußern Bogen aber an den Widerlagern 1·43, am Schlusse 1·0 Mtr. Die Gesammtstärke der Brücke im Scheitel ist 1·43 Mtr., die Breite der Fahrbahn 6·86 Mtr. und die jedes Trottoirs 2 Mtr. Bei der Höhe der Widerlager von 3·6 Mtr. ist ihre Stärke 8·5 Mtr.

Baugrund.

Wie aus der Taf. XIII. Fig. 4 zu ersehen, begegnete man zuerst zwei sehr harten Steinmassen a a, welche mit einem ziemlich starken Gefälle von beiden Ufern sich nach der Mitte des Flußbettes zogen. Diese Massen waren in der Mitte des Flußbettes auf eine Breite von 54 Mtr. von einander getrennt, und der dadurch gebildete Zwischenraum durch die gewöhnlichen Geschiebe ausgefüllt. Die untere Fläche dieser beiden Felsenmassen ruht etwa 2·5 Mtr. unter dem niedersten Wasserstande auf einer Schicht blauen Thones b, b von 1·5 bis 7·5 Mtr. Mächtigkeit, auf welche sodann Muschelkalkfels folgt.

Gründungen.

Welcher Vortheil aus dieser Beschaffenheit des Baugrundes für die Gründung des rechtseitigen Widerlagers der Brücke gezogen werden konnte, ist aus Fig. 4 A zu ersehen. Die Oberfläche der zu Tage liegenden Felsenmasse wurde nämlich, nachdem man sich durch Bohrversuche von ihrer Mächtigkeit überzeugt hatte, auf die in der Zeichnung angegebene Weise stufenförmig für die Aufnahme des Widerlagers bearbeitet. Bedeutendere Schwierigkeiten setzten sich der Gründung des 1. Mittelpfeilers entgegen, Fig. 4 B. Der Felsen war nur noch etwa 2·1 Mtr. stark, und nachdem nun die obere Schicht desselben, welche in jeder Rich-

tung zerklüftet war und mit dünnen Thonlagen wechselte, unter Wasser ausgesprengt war, fand sich die Mächtigkeit der Felsschicht nicht mehr so bedeutend, daß derselben mit Sicherheit ein Pfeiler von so kleiner Grundfläche hätte anvertraut werden können. Man sah sich daher genöthigt, Pfähle anzuwenden. Diese Pfähle rammte man durch Löcher ein, welche zuvor durch den Felsen gebohrt worden waren; sie hatten 0·26 Mtr. Durchmesser und erhielten an den Spitzen 12 Kilog. schwere Pfahlschuhe. Man rammte sie so lange ein, bis sie bei 20 Streichen eines 327 Kilog. schweren Rammklotzes nicht mehr als 0·014 Mtr. in den Boden eindrangen. Auch die Pfeiler 2, 3 und 4 mußten auf Pfahlroste gegründet werden, es war aber ein Vorbohren nicht nothwendig. Ueber die in einer Ebene abgeglichenen Pfähle legte man 0·09 Mtr. starke eichene Bohlen, worauf alsdann die Fundamentquader versetzt wurden.

Die Gründung des linkseitigen Widerlagers geschah auf dieselbe Art, wie die des rechtseitigen. Des dortigen Mühlwehres wegen mußte aber die stufenweise Bearbeitung des Felsens an dieser Seite in einem wasserdichten Kasten geschehen, was auch bei den Pfeilern 2, 3 und 4 der Fall war, um die Pfähle abzuschneiden.

Ausführung der Pfeiler.

Die Pfeiler sind durchaus von Quadern aus feinkörnigem Keuper-Sandstein gebaut, deren Schichtenhöhe aus den Zeichnungen zu ersehen ist. Die einzelnen Steine einer jeden Schicht wurden namentlich an der Peripherie des Pfeilers mittelst eiserner Klammern unter sich verbunden. Das Versetzen der Quader geschah mit einem besondern Gerüste, worauf die Windevorrichtung beweglich war, ähnlich wie solches aus Taf. VI., Fig. 153 der Allg. Baukunde ersichtlich ist.

Ausführung der Bogen.

Gerüste. Nachdem alle Pfeiler und Widerlager aufgeführt waren, wurde das über die ganze Brücke laufende Gerüst eingesetzt, welches sammt der für die Beibringung der Materialien angelegten hölzernen Zufahrt aus der Zeichnung Fig. 3, 4, 5, 6, Taf. XIII., ersichtlich ist. Was die Anordnung der Lehrgerüste betrifft, so kam es darauf an, möglich wenig vertikale Unterstützungen anzubringen, man gab daher jedem einzelnen Lehrbogen die Construction Fig. 4 A, machte die Theile f, g, h, i von Eichenholz und die Kurven und übrigen Theile aus Nadelholz. Sieben Lehrbogen kamen in eine Oeffnung zu stehen und zwar wurden alle Oeffnungen zu gleicher Zeit eingerüstet.

Wölbung der Bogen.

Die geringe Aufwölbung der Bogen und ihre schwachen Dimensionen machten bei dieser Arbeit die größte Genauigkeit zur Bedingung. Die Weite der Gewölbfugen wurde auf 0·0036 Mtr. festgesetzt, und der Schlußstein eines jeden Bogens mit einer 90 Kil. schweren eichenen Handramme eingetrieben. Welchen großen Schwierigkeiten die Herstellung stabiler hölzerner Bogengerüste für eine steinerne Brücke unterliegt, ist aus den Compressionen ersichtlich, welche die vor-

liegenden Bogengerüste erlitten, und welche sich bereits, als die 3. Gewölbschicht aufgelegt war, durch sichtbares Oeffnen der Fugen K, K Fig. 4. A offenbarte. Um dem Abdrücken der Ecken an den Gewölbsteinen vorzubeugen, welches bei einer so geringen Fugenweite zu befürchten war, wurden alle Fugen der Gewölbsteine vor Wegnahme der Bogengerüste auf 0·056 Mtr. von außen nach innen ausgesägt. Als die 5 Bogen ausgerüstet waren, betrugen die Senkungen an den Schlußsteinen:

unmittelbar nach der Ausschalung	0·0154 Mtr.
1 Tag nachher	0·0182 „
1 Jahr nachher	0·0224 „

An den Fugen des Gewölbes war durchaus keine erhebliche Veränderung wahrzunehmen.

Uebermauerung, Fahrbahn, Geländer.

Die Uebermauerung geschah in horizontalen Schichten auf die gleiche Höhe mit den Schlußsteinen der Brückenbogen. Unmittelbar auf dieser ruht die Fahrbahn, welche in einer Masse von Béton besteht, deren Stärke im Scheitel 0·429 Mtr. ist; das Auftragen dieses Bétons geschah in 4 Schichten, deren letztere noch vor dem Erhärten mit einer 0·028 Mtr. dicken Schicht klein geschlagenen Kalksteinen bedeckt und sofort, wie die vorhergehende, festgestampft wurde. Die Gurtsteine sind auf die Stirnquader aufgedollt, um jede horizontale Verschiebung derselben zu verhindern. Auf den Gurtsteinen stehen die gußeisernen Geländer. Die Wasserrinnen zwischen den Trottoirs und der Fahrbahn sind von Stein und haben ein Gefälle von der Mitte der Brücke gegen die Widerlager hin, es ist somit für den Wasserabzug hinlänglich gesorgt. Die Gesammtbaukosten beliefen sich auf 417,000 Francs. *)

§. 65.

Beschreibung des Baues der Nydeckbrücke in Bern. Taf. XIV.

Am linken Ufer der Aar liegt 6 Stunden unterhalb ihres Auslaufes aus dem Thunersee die Stadt Bern.

Beide Ufer bilden Hügel, zwischen welchen der Fluß in einer starken Krümmung ziemlich reißend dahinströmt, indem er die zum Theil im Thalgrunde, größtentheils aber auf der Höhe liegende Stadt auf 3 Seiten umgibt. Am Scheitel dieser großen Krümmung, wo sich alle Hauptstraßen des Oberlandes, der östlichen und der nördlichen Schweiz concentriren, führte eine im Jahre 1461 erbaute steinerne Brücke mit 3 Oeffnungen über den Fluß. Um diesen Uebergang zu gewinnen, hat man auf beiden Ufern die steilen Abhänge auf- und abwärts zu passiren; besonders auf der Stadtseite ist der Verkehr durch das 10 bis 17procentige Gefälle der Straße sehr gehemmt.

Schon längere Zeit dachte man auf die Mittel zu einem zweckmäßigen Uebergange der Brücke, bis endlich in dem letzten Jahrzehent das längst ersehnte Ziel

*) Allgemeine Bauzeitung von L. Förster, 1840.

in sofern erreicht wurde, als man die Erbauung einer hochliegenden Brücke, durch welche die beiden Abhänge vermieden werden, beschloß. Von den eingekommenen Entwürfen wurde der von Negrelli für die Ausführung genehmigt; er ist auf Taf. XIV. dargestellt. Der Mittelbogen hat eine Weite von 44·8 Mtr. und eine Pfeilhöhe von 17·8 Mtr., die beiden Seitenbogen sind Halbkreise von 16·1 Mtr. Durchmesser. Der ganze Bau sollte auf Felsen gegründet werden. Anfangs September 1840 wurden die Arbeiten angefangen und bezogen sich zunächst auf den Bau des linkseitigen Hauptpfeilers bis auf die Höhe des Gewölbansatzes des Hauptbogens und des damit verbundenen rechten Widerlagers des linken Seitenbogens bis unter den dortigen Sockel. Das erste war die Errichtung eines Fangdammes von 3 Mtr. Stärke mit 2 parallelen Spundwänden. Die Leitpfähle wurden in die über dem Felsen gelagerte Kiesschicht eingerammt und es zeigte sich bald, daß zu viel Grundwasser in die Baugrube eindrang; man schlug daher noch 2 weitere Pfahl- und Bohlenwände und füllte den Raum zwischen diesen und dem Fangdamm ebenfalls mit Letten aus. Während man mit Ausgrabung der Baugrube vorrückte, wurden die früher gemachten Untersuchungen über den Baugrund wiederholt, und genauere Sondirungen über die wahre Lage der Felsoberfläche vorgenommen. Hierbei zeigte sich, daß der Fels an einigen Stellen ziemlich tief lag, an andern aber in der Tiefe von 7 Mtr. noch gar nicht erreicht werden konnte. Man entschloß sich daher, den Pfeiler, soweit er nicht direct auf Felsen kam, auf Béton zu gründen, welcher einestheils noch auf Felsen, anderntheils auf Kies ruht. Der Béton bestand aus einem Theil Cement (hydraulischer Kalk von Solothurn), einem Theil scharfem Kiessand und 2 Theilen grobem Kies.

Auf die abgespitzte Felsenoberfläche und den abgeebneten Béton wurde nun das Mauerwerk versetzt und während dieser Arbeit das Wasser mittelst hölzernen Pumpen ausgeschöpft. Fast gleichzeitig damit wurden auch die rechtseitigen Widerlager aufgeführt.

Im Monat Januar 1842 schritt man an die Fundation des linken Widerlagers vom linken Seitenbogen und der Flügelmauern. Auch dieses Widerlager konnte nicht unmittelbar auf den Felsen gestellt werden, und eine Bétonlage war nicht rathsam, indem der Boden theilweise Schlamm und Holzüberreste zeigte; man entschloß sich daher zur Herstellung eines Pfahlwerks von Eichenholz, verbunden mit einer 0·6 Mtr. dicken Bétonlage. Das Einrammen der Pfähle geschah mit gewöhnlichen Zugrammen und es erforderte durchschnittlich ein kleinerer Pfahl 24 Hitzen zu 20 Schlägen. Alle Pfähle wurden nämlich so lange eingerammt, bis sie nur noch 0·01 Mtr. per Hitze eindrangen. Als die Pfähle geschlagen und horizontal abgesägt waren, erhielten sie Zapfen zur Aufnahme der Langschwellen, die mit den Querschwellen halb und halb überplattet waren; mit dem Ausheben des Kieses und Einlegen der Bétonmasse schloß man diese Fundirungsarbeiten. Der Béton wurde dießmal zusammengesetzt aus

2 Theilen Cement;
1 Theil fettem abgelöschten Kalk;
3 Theilen Flußsand;
6 „ Kies.

Nach Vollendung der Bétonlage wurde bei fortgesetzter Pumparbeit mit Aufführung des Mauerwerks begonnen und ziemlich rasch damit fortgefahren.

Auf die beschriebenen Grundbauten wurde nun der Oberbau der beiden Widerlager für den kleinen Bogen der linken Seite begonnen und bis zu den Gewölbanfängen fortgesetzt, wobei man sich einfacher Versetzgerüste mit beweglichen Hebzeugen bediente.

Nachdem die beiden Widerlager ihre Höhe bis zum Gewölbansatze erreicht hatten, wurde das obenerwähnte Gerüst weggenommen und dafür das Aufzug- und Bogengerüst, Fig. 6 und 7, aufgestellt. Das Bogen- oder Lehrgerüst bestand aus 10 einzelnen Gerüstrippen, die je 1·5 zu 1·5 Mtr. von Mitte zu Mitte von einander entfernt waren. Gleichzeitig mit der Aufmauerung des Gewölbes betrieb man auch dessen Hintermauerung nach der in dem Durchschnitt Fig. 3 angegebenen Weise. Als die Ausführung des Gewölbes dem Schlusse sich näherte, mußten die senkrechten Gerüststützen, welche durch die Mitte des Gewölbes gingen und das Maschinengerüst zu tragen hatten, entfernt werden. Dieses geschah nach der Art, wie in Fig. 6 an der betreffenden Stelle durch punktirte Linien angezeigt ist. Für die Herstellung dieses Theils des Tonnengewölbes, sowie für die gleichzeitige Aufführung der Stirnmauern der rechten Gewölbhälfte und der dortigen Hintermauerung des Gewölbes, war Flußabwärts in der Höhe der Schichte s ein Aufzug-Krahn C mit Tretrad aufgestellt. Eine gleiche Maschine D diente für die Hintermauerung der linken Gewölbhälfte sowie für die vollständige Aufführung der dortigen Stirn-, Flügel- und Stützmauern.

Fast zu gleicher Zeit mit den Arbeiten auf der linken Seite wurde auch der Grundbau für den rechtseitigen Hauptpfeiler aufgeführt. Wegen beständig hohem Wasserstande mußte auch hier ein Fangdamm errichtet werden. Derselbe bestand aus zwei, 2·4 Mtr. von einander entfernten, parallelen Bohlenwänden, die an 0·039 Mtr. starke und 0·3 Mtr. tief in den Felsen eingebohrte Eisenstangen angelehnt wurden. Die Stangen der einen Wand waren mit denen der andern Wand auf der Oberfläche des Fangdamms mit Zangen aus Tannenholz verbunden. Somit war man im Stande, den Fels trocken zu legen und abzuebneh; das Versetzen der Quader geschah ähnlich wie auf der linken Seite. Ebenso verhält es sich mit dem rechtseitigen Seitengewölbe und dessen Stirn-, Flügel- und Teraffenmauern.

Es war nun Alles so weit vorgerückt, daß mit der Einwölbung des großen Mittelbogens begonnen werden konnte. Das Lehrgerüst erhielt 2 gemauerte Stützpfeiler und hatte die Construction, welche aus den Fig. 4 und 5 ersichtlich ist. Die Stützpfeiler konnten ebenfalls auf Felsen gegründet werden; man machte daher wieder Fangdämme mit 2 parallelen Wänden, die sich gegen in den Felsen eingesteckte eiserne Stangen lehnten, und füllte den Zwischenraum mit Letten aus. Die Breite der Fangdämme des ersten Stützpfeilers von 2·4 Mtr. erwies sich bei der ebenso großen Wassertiefe als zu gering, es wurden daher für den zweiten Stützpfeiler 3·3 Mtr. angenommen und auch die eisernen Stangen statt 1·5 Mtr. nur 1 Mtr. auseinander gestellt. Zur Anschließung der Fangdammwände an die felsige Sohle wurde ihre Unterkante möglichst genau profilirt und mit angenagelten

aus Dünger verfertigten Wurstrollen in Packtuch versehen; überdieß wurden an den Außenseiten der Dämme lange Sand- und Düngersäcke sowie mit Steinen gefüllte Faschinen, zur Verminderung des Wasserandranges, versenkt. Die Herstellung des Mauerwerks fand in gewöhnlicher Weise statt, und es wurden die Materialien vom linken Ufer her auf einer Nothbrücke beigebracht. Erst bei kleinerem Wasserstande wurde die Nothbrücke B errichtet, auf welcher alle Materialien für den Oberbau der Pfeiler hertransportirt wurden.

Nach Aufführung der Stützpfeiler schritt man sofort an die Aufstellung des Lehrgerüstes für den Mittelbogen, dessen Construction aus den Fig. 4 und 5 zu ersehen ist. Gleichzeitig mit diesen Lehrbogen stellte man das Gerüst für den Transport der Gewölbsteine und übrigen Materialien her. Dieses Gerüst bildete auf seiner Oberfläche in der Richtung der Brückenachse 2 Eisenbahnen, auf welchen sich mit einer Spurweite von 4·9 Meter mehrere Maschinenwagen bewegten, vermittelst welcher die Baumaterialien größtentheils auf der Mitte des rechten Seitenbogens aufgezogen und an Ort und Stelle verführt werden konnten.

Nachdem im Frühjahre 1843 die Aufstellung des großen Lehrgerüstes beendigt worden war, begann man die Aufsetzung der Gewölbsteine. Gleichzeitig mit den 11 ersten Wölbschichten wurden auch bis zur Neigung von 30° die Stirnmauern und die Ausmauerung der Gewölbwinkel aufgeführt, und zwar bis zu der Höhe, wo diese Ausmauerung mit den Gewölbsteinen der Winkel-Tonnengewölbe in Berührung kommt. Von hier an setzte man die Einwölbung des Mittelbogens fort bis zum Schlusse. Die ganze innere Gewölbfläche besteht auf eine mittlere Gewölbdicke von 1·2 Mtr. aus Granit; diese Granitverkleidungsschichten sind nämlich abwechselnd 1 und 1·35 Mtr. stark. Auf der obern Lagerfläche der 26sten Granitschichte links und rechts und der 51sten rechts sind 3 eiserne Schlaudern durch die ganze Gewölblänge gezogen, welche vermittelst 0·045 Mtr. dicker und 1·5 Mtr. langer Dübel an 3 Punkten des ganzen Bogens die beiderseitigen Stirnmauern verbinden. Zwischen den Lagerfugen, 0·03 Mtr. entfernt von den Steinkanten der innern Gewölbfläche, sind von der 26sten bis 32sten Schichte beiderseitig Streifen von gewalztem Blei von 0·0037 Mtr. Dicke unterlegt, um das Abspringen dieser Kanten zu verhüten.

Die Hinterwölbung besteht aus Sandsteinquadern, welche sauber behauen sind. Die Dicke des Gewölbmauerwerkes am Anfang beträgt 3·75 Mtr. und vermindert sich bis zum Schlusse auf 1·8 Meter. Für die Senkung des Gewölbes waren 0·15 Mtr. berechnet.

Zur Entlastung des Gewölbes wurden in der Uebermauerung Hohlräume gelassen, wie aus Fig. 3 ersichtlich ist.

Auf die möglichst gleichförmig abgeebnete Masse der Hintermauerung ist eine Gußdecke von 0·075 Mtr. Dicke aufgetragen worden, bestehend aus 1 Th. Cement, 1 Th. fettem Kalk und 2 Th. Sand. Diese Gußdecke ist überdieß noch auf 0·012 Mtr. Dicke mit Asphalt überzogen. Wie der Wasserabzug bewirkt ist, sieht man aus den Fig. 3, 3a und 3b. Unmittelbar über der Gußdecke liegt eine Lage Kies und der noch übrige Raum bis zur Fahrbahn ist mit guter festgestampfter Erde ausgefüllt.

Die Fahrbahn selbst ist mit Granitwürfeln gepflastert und durch Bordsteine begränzt, welche auch die Trottoirs von ersterer trennen. Diese Trottoirs bestehen aus einer Lage Béton von 0·09 Mtr. Dicke, worauf endlich eine 0·009 Mtr. hohe Asphaltlage ruht. Zum Schutz gegen Absturz sind auf die Gurtquader massive steinerne Brüstungen versetzt. *)

§. 66.

Schiefe steinerne Brücken.

Bei dem Uebergange der Straßen und Eisenbahnen über Flüsse und Canäle tritt oft der Fall ein, daß sich die Richtungen beider Communicationen unter einem bedeutend schiefen Winkel schneiden. Bei der Anlage einer Eisenbahn ist dieß um so mehr zu beachten, da die Richtung derselben durchaus keine Aenderung erleiden darf, während man bei einer Straße durch Ausbeugen der Richtung eher helfen kann.

Ist ein solcher Uebergang durch eine hölzerne oder eiserne Brücke zu bewerkstelligen, so ist keine Schwierigkeit vorhanden. Wird aber aus Rücksichten der Solidität eine gewölbte Brücke gefordert, so handelt es sich vorzugsweise um die Auflösung der Aufgabe, das Gewölbe so zu construiren, daß

1) hierdurch nur der nothwendige Raum überdeckt werde;
2) daß die Form der innern Gewölbfläche für den Durchgang der Schiffe und Hochwasser keine Beschwerden veranlasse;
3) das Gewölbe für sich allein im Gleichgewicht sei.

Die früher angewendeten Methoden der Einwölbung schiefer Brücken lassen immer eine dieser 3 Forderungen unbefriedigt; insbesondere ist jene mit abgeschnittenen Tonnengewölben für den Durchgang der Schiffe höchst hinderlich.

Eine theoretisch richtige und leicht ausführbare Lösung der oben angeführten Aufgabe geht aus Folgendem hervor: denkt man sich ein nach der Richtung der beiden Widerlager liegendes Tonnengewölbe, dessen Achse mit der Straßenachse einen spitzen Winkel bildet, durch vertikale mit der Straßenachse parallele Ebenen in unendlich viele Theile getheilt, so kann man jeden solchen Theil als ein rechtwinkliges Gurtgewölbe und das ganze Gewölbe dergestalt aus diesen Gurtbogen entstanden betrachten, daß die auf die Stirn- und Wölbungsfläche senkrechten Gewölbfugenflächen der zusammenstoßenden Gurtbogen aufeinander treffen. Da die Gewölbsteine jeder einzelnen Gurte im Gleichgewicht sind, so ist es auch das ganze Gewölbe. Ist daher die Form des herzustellenden Gewölbes bestimmt, so handelt es sich nur darum, die durchlaufenden Gewölbfugenflächen so zu legen, daß sie in jedem Punkte senkrecht auf die Stirnfläche und senkrecht auf die innere Wölbungsfläche stehen. Da es nun hiernach zunächst darauf ankommt, die durchlaufenden Gewölbfugen zu bestimmen, welche offenbar nichts anderes sind, als die Trajectorien der mit der Stirnfläche parallelen Schnitte, so kommt Alles darauf an, die [illegible] der Trajectorien für verschiedene Fälle zu entwickeln, um sie [illegible] und auftragen zu können.

*) Allgemeine Bauzeitung von L. Förster, 1843.

§. 67.

Allgemeine Gleichung der Trajectorie in der Abwickelung, wenn die Stoßfugenlinien convergirend sind.

In der Fig. 1, Taf. XV., sei aAbB die Abwickelung der Wölbfläche aB auf die Horizontalebene, welche durch die Gewölbanfänge geht.

Ay sei die Achse der Ordinaten y;

Ax „ „ „ „ Abscissen x oder die Linie, um welche die Abwickelung geschieht;

w der Winkel nED, welchen der Radius von irgend einem Punkte n der halbkreisförmigen Schnittlinie mit der Horizontalen macht, oder der zugehörige Bogen für den Radius = 1;

S der Theil a''n der halbkreisförmigen Schnittlinie, welcher dem Winkel w entspricht und gleich a''n' ist;

r der Radius der halbkreisförmigen Schnittlinie;

α, β, ψ die Winkel, welche die convergirenden Linien der Stoßfugen mit der rechtwinkligen Schnittlinie CA machen.

c = CR.

Bestimmt man zuerst die Gleichungen für die abgewickelte Schnittlinie a'K'B', welche dem Schnitt a' b' entspricht:

so hat man $x = m'p' = Hq = MR + HL$.

Nun ist

$MR = CR \text{ tang } \beta = c \text{ tang } \beta$ und

$HL = ML \text{ tang } \beta = EF \text{ tang } \beta$

allein man hat auch:

$EF = ED \text{ Cos } \psi = En \text{ Cos } w \text{ Cos } \psi = r \text{ Cos } w \text{ Cos } \psi$

folglich

$HL = r \text{ Cos } w \text{ Cos } \psi \text{ tang } \beta$

und durch Substitution von HL und MR in die Gleichung von x

(T) $x = c \text{ tang } \beta + r \text{ Cos } w \text{ Cos } \psi \text{ tang } \beta$

für den zugehörigen Werth von S ergibt sich:

(Z) $S = rw$.

Die Gleichungen für den Bogen in der Stirnfläche ergeben sich aus (T) und (Z), wenn man in der Gleichung (T) $\beta = \alpha$ setzt:

(U) $x = c \text{ tang } \alpha + r \text{ Cos } w \text{ Cos } \psi \text{ tang } \alpha$

(Z) $S = rw$.

Die Gleichungen für die entwickelte Kreislinie a'' b'' ergeben sich wie folgt:

Man hat nach der Figur:

$x = n'p' = Dq = (CR + Rq) \text{ tang } \psi$

nun ist: $CR = c$ und

$Rq = EF = ED \text{ Cos } \psi = En \text{ Cos } w \text{ Cos } \psi = r \text{ Cos } w \text{ Cos } \psi$

also

(V) $x = c \text{ tang } \psi + r \text{ Cos } w \text{ sin } \psi$

(Z)

§. 68.

Gleichung der Trajectorie für den Fall, wenn der Stirnbogen ein Halbkreis ist. Fig. 2.

Hier hat man nur in die Gleichungen (T) und (Z) statt ψ, α zu setzen und erhält:

$$S = r\,w \tag{A}$$

$$x = (c + r \operatorname{Cos} w \operatorname{Cos} \alpha) \operatorname{tang} \beta. \tag{B}$$

Die Gleichungen (Z) und (U) werden:

$$S = r\,w \tag{A}$$

$$x = c \operatorname{tang} \alpha + r \operatorname{Cos} w \sin \alpha \tag{E}$$

Die Gleichung (X) wird:

$$\operatorname{tang} \varphi = \frac{\operatorname{Cos} \alpha \operatorname{tang} \beta \sin w}{\sqrt{1 - \sin^2 \alpha \sin^2 w}}. \tag{N}$$

Für den Stirnbogen ist $\beta = \alpha$

$$\operatorname{tang} \varphi = \frac{\sin \alpha \sin w}{\sqrt{1 - \sin^2 \alpha \sin^2 w}}. \tag{n}$$

Endlich wird die Gleichung (Y)

$$\frac{x^2}{2} = \frac{c\,r}{\operatorname{Cos} \alpha} \cdot L \operatorname{tang} {}^1\!/_2\, w + \frac{c\,r \sin^2 \alpha}{\operatorname{Cos} \alpha} \cdot \operatorname{Cos} w +$$

$$+ r^2 L \sin w + \frac{r^2 \sin^2 \alpha}{2} \operatorname{Cos}^2 w + \text{Const.} \tag{D}$$

Bestimmt man die Const. in der Art, daß $x = o$ wird für $w = w_0$, so kann die Gleichung (D) unter folgende Form gebracht werden:

$$x^2 = L \left[\left(\frac{\operatorname{tang} {}^1\!/_2\, w}{\operatorname{tang} {}^1\!/_2\, w_0} \right)^{\frac{2\,cr}{\operatorname{Cos} \alpha}} \cdot \left(\frac{\sin w}{\sin w_0} \right)^{2 r^2} \right] + r \sin^2 \alpha (\operatorname{Cos} w - \operatorname{Cos} w_0).$$

$$\cdot \left[\frac{2\,c}{\operatorname{Cos} \alpha} + r\,(\operatorname{Cos} w + \operatorname{Cos} w_0) \right]. \tag{F}$$

Wenn die gewöhnlichen Logarithmen eingeführt werden, so ergibt sich, da $L\,.\,10 = 2\text{·}302585$:

$$x^2 = 2\,r^2\,.\,2\text{·}302585 \left[\frac{c}{r \operatorname{Cos} \alpha} \log \operatorname{tang} {}^1\!/_2\, w + \log \sin w - \right.$$

$$\left. - \left(\frac{c}{r \operatorname{Cos} \alpha} \log \operatorname{tang} {}^1\!/_2\, w_0 + \log \sin w_0 \right) \right] +$$

$$+ r \sin^2 \alpha \,(\operatorname{Cos} w - \operatorname{Cos} w_0) \left[\frac{2\,c}{\operatorname{Cos} \alpha} + r\,(\operatorname{Cos} w + \operatorname{Cos} w_0) \right] \tag{G}$$

welche Gleichung man wieder verbinden muß mit $S = rw$.

Diesem Falle entspricht die Fig. 2, in welcher man die Punkte der Trajectorie für w ein Werth w_0 angenommen wird; man macht $a\,m =$

$r w_0$ und zieht m q in der Abwicklung parallel mit $x x'$, so ist q der erste Punkt, für welchen man $x = o$ haben wird; sodann nimmt man für w den Winkel m' n a, macht $a m' = r w$, zieht $m' q' \# x x'$ und trägt x von q' nach r, so ist dieß ein 2ter Punkt der Kurve ꝛc.

§. 69.

Gleichung der Trajectorie, wenn der rechtwinklige Schnitt ein Halbkreis ist.

Hier hat man in der Figur 1 $\psi = o$; die Gleichungen (T) und (Z) geben somit:

$$S = r w \quad (A')$$

$$x = (c + r \operatorname{Cos} w) \operatorname{tang} \beta \quad (B')$$

und die Gleichung (V) gibt

$x = o$, wie es sein soll;

woraus

$$d y = \sqrt{d S^2 - d x^2} = d S$$

woher

$$y = S = r w. \quad (A')$$

Die Gleichungen (U) und (Z) für den Stirnbogen geben:

$$x = (c + r \operatorname{Cos} w) \operatorname{tang} \alpha \quad (E')$$

$$y = S = r w. \quad (A')$$

Die Gleichung (X) wird

$$\operatorname{tang} \varphi = \operatorname{tang} \beta \sin w \quad (N')$$

woraus für den Stirnbogen, wenn $\beta = \alpha$ gemacht wird:

$$\operatorname{tang} \varphi = \operatorname{tang} \alpha \sin w. \quad (N'')$$

Endlich wird die allgemeine Gleichung der Trajectorie (Y)

$$\frac{x^2}{2} = c r \, L \operatorname{tang} \tfrac{1}{2} w + r^2 \, L \sin w + \text{Const.} \quad (D')$$

Bestimmt man die Const. so, daß $x = o$ für $w = w_0$, so hat man

$$x^2 = 2 r^2 L \left[\left(\frac{\operatorname{tang} \frac{1}{2} w}{\operatorname{tang} \frac{1}{2} w_0} \right)^{\frac{c}{r}} \left(\frac{\sin w}{\sin w^0} \right) \right] \quad (F')$$

und für gewöhnliche Logarithmen:

$$x^2 = 2 r^2 . 2{\cdot}302585 \left(\frac{c}{r} (\log \operatorname{tang} \tfrac{1}{2} w - \log \operatorname{tang} \tfrac{1}{2} w_0) + \log \sin w - \log \sin w_0 \right) \quad (G')$$

zu welcher gehört:

$$S = r w.$$

Dieser Fall ist durch die Fig. 5 dargestellt, woraus die Anwendung der Gleichung (G') klar hervorgeht.

§. 70.

Allgemeine Gleichung der Trajectorie in der Abwickelung, wenn die Stoßfugenlinien parallel laufen.

Der Ursprung der Coordinaten wird hier nicht in A, sondern in a angenommen, es gelten also die Achsen a x' und a y'. Fig. 1. Die frühern allgemeinen

Gleichungen sind daher zu transformiren; es bezeichnen x' y' die neuen Coordinaten eines Punktes, dessen frühere Coordinaten x, y sind, so hat man:

$$x' = vt', \; y' = y = av = Ap'$$

$x = p'\,t'$ also:

$$p'\,t' + vt' = aA = (CR + RA) \text{ tang } \alpha =$$

$$= (CR + EN) \text{ tang } \alpha = (CR + E\,a'' \text{ Cos } \psi) \text{ tang } \alpha =$$

$$= (c + r \text{ Cos } \psi) \text{ tang } \alpha$$

(R) woher $\qquad x + x' = (c + r \text{ Cos } \psi) \text{ tang } \alpha$

eine Gleichung, mittelst welcher die Transformation von einem Coordinatensystem auf das andere vorgenommen wird.

Substituirt man den Werth von x aus Gleichung (R) in die Gleichung (T) und bemerkt, daß der Convergenzpunkt im Unendlichen liegt oder die Schnitte parallel liegen, also $\beta = \alpha$ ist, so erhält man die Gleichung für den abgewickelten Stirnbogen:

(t) $$x' = r \text{ tang } \alpha \text{ Cos } \psi \,.\, (1 - \text{Cos } w)$$

wozu gehört:

$$S = rw.$$

Der Ausdruck (X) wird für $\beta = \alpha$

(x) $$\text{tang } \varphi = \frac{\text{Cos } \psi \text{ tang } \alpha \text{ sin } w}{\sqrt{1 - \sin^2 \psi \sin^2 w}}.$$

Die allgemeine Differenzialgleichung für die Trajectorie ergibt sich somit wie früher und unter Berücksichtigung, daß die Gl. (R)

$$dx' = -\,dx \text{ gibt,}$$

$$dx' = -\frac{r\,(1 - \sin^2 \psi \sin^2 w)\,dw}{\text{Cos } \psi \text{ tang } \alpha \text{ sin } w}$$

und

$$dx' = -\frac{r\,dw}{\text{Cos } \psi \text{ tang } \alpha \text{ sin } w} + \frac{r \sin^2 \psi \sin w}{\text{Cos } \psi \text{ tang } \alpha} \cdot dw$$

deren Integral ist:

(y) $$x' = -\frac{r}{\text{Cos } \psi \text{ tang } \alpha} \cdot L \text{ tang } {}^1\!/_2\, w - \frac{r \sin^2 \psi}{\text{Cos } \psi \text{ tang } \alpha} \text{ Cos } w + \text{Const.}$$

§. 71.

Gleichung der Trajectorie für den Fall, wenn der Stirnbogen ein Halbkreis ist. Fig. 3.

In diesem Falle genügt es $\psi = \alpha$ zu machen in Fig. 1; die Gleichung (t) für den abgewickelten Stirnbogen wird also:

(b) $$x' = r \sin \alpha\,(1 - \text{Cos } w)$$

(a) wozu $$S = rw.$$

Die Gleichung (x) wird

(u) $$\text{tang } \varphi = \frac{\sin \alpha \sin w}{\sqrt{1 - \sin^2 \alpha \sin^2 w}}$$

und die Gleichung (y) wird:

$$x = -\frac{r}{\sin\alpha} L.\tang \tfrac{1}{2} w - r \sin\alpha \operatorname{Cos} w + \text{Const.} \qquad (d)$$

Diese Gleichung kann vereinfacht werden, wenn man erwägt, daß alle Trajectorien Theile einer und derselben Kurve sind und daß z. B. die 2 Theile der Trajectorien Kr und Hl, Fig. 3, zwischen den beiden Erzeugungslinien KK' und mm'' sich vollständig decken würden; man kann somit die Kurve, deren Gleichung (d), an jedem Punkte der Abwickelung beginnen lassen, wird aber denjenigen wählen, welcher der Gleichung (d) die einfachste Form gibt, und dieß ist der Scheitelpunkt K. Für diesen Punkt ist der Winkel $w = 90^0$ und $x' = r \sin\alpha$ aus Gl. (b), folglich aus Gl. (d) Const. $= r \sin\alpha$ und die Gleichung der Trajectorie, welche durch den Punkt K geht:

$$x' = r \sin\alpha (1 - \operatorname{Cos} w) - \frac{r}{\sin\alpha} L.\tang \tfrac{1}{2} w$$

bemerken wir nun, daß die Gleichung eines mit der Stirne parallelen Schnittes von der Form: $x' = r \sin\alpha (1 - \operatorname{Cos} w) + c'$ ist, (c)
wo c' die Entfernung der Schnitte bedeutet, parallel mit der Achse ax gemessen, so sieht man sogleich, daß

$$c' = -\frac{r}{\sin\alpha} L \tang \tfrac{1}{2} w$$

sein muß, und man schließt, daß wenn man immer die S auf dem abgewickelten Stirnbogen aKb, und die x nicht mehr von der Linie ay, sondern von der Kurve aKb abträgt, die Gleichungen der Trajectorie, welche durch den Scheitelpunkt K geht, gegeben sind, durch

$$S = r w \qquad (a)$$

$$x' = -\frac{r}{\sin\alpha}.L \tang \tfrac{1}{2} w \qquad (f)$$

für gewöhnliche Logarithmen

$$\text{Log } x' = \log\left(\frac{r L.10}{\sin\alpha}\right) + \log(\log. \operatorname{Cotang} \tfrac{1}{2} w) \qquad (g)$$

L.10 hat den Werth 2·302585.

Die Gleichung (f) zeigt einige Eigenschaften der Trajectorie. Für $w = 0$ geben die Gleichungen (a) und (f) $S = 0$ und $x' = \infty$. Für einen beliebigen Werth von S = am, Fig. 3, wo w = ∢ moa, gibt die Gl. (f) x' = mr, und für $w = 90^0$ oder S = amK wird $x' = 0$; also die Werthe von x' wachsen vom Scheitel an, von Null bis in das Unendliche, und die Trajectorie hat die Achse ax zur Asymptote. Bei Berechnung der Werthe von x' durch die Gleichung (f) nimmt man für w die Werthe der Winkel, welche wie Fig. 6 die Gewölbfugen in der Stirnfläche mit der Horizontalen machen. Während die Werthe von w in die Gleichung (a) als eine Zahl eingehen, erscheinen sie in der Gleichung (f) als trigonometrische Linien. Z. B. der Halbkreis sei in n gleiche Theile getheilt, so sind die Werthe von w in die Gleichung (a) für die erste Gewölbfuge $\frac{\pi}{n}$ und $S = \frac{\pi r}{n}$; für die zweite Gewölbfuge $w = \frac{2\pi}{n}$ und $S = \frac{2\pi r}{n}$ 2c.

Die Werthe von w in der Gleichung (f) sind dagegen $\frac{180^\circ}{n}$; $\frac{2 \times 180^\circ}{n}$ ꝛc.

Die Werthe von x' sind übrigens nur für den Viertelsbogen zu berechnen, indem die Trajectorie eine zur Linie KK' symmetrische Kurve ist. Hat man nach der Berechnung eine Chablone Krt..., Fig. 3, für den Punkt K angefertigt, so erhält man die Trajectorie für einen beliebigen Punkt m, indem man die Chablone auf der Achse ax so lange verschiebt, bis die Kurve Krt durch den Punkt m geht.

Die Gleichung (f) zeigt ferner, daß wenn α constant bleibt, und r und r' die Radien der Stirnbogen zweier Brücken sind, welche dieselbe Schiefe haben, x und x' die beiden Ordinaten, welche dem gleichen Winkel w entsprechen, man haben wird:

$$\frac{x}{x'} = \frac{r}{r'} \text{ woraus } x' = \frac{r'}{r} \cdot x.$$

Wenn also die Chablone für den Kreis vom Radius r gerechnet ist, so kann sie auch für einen andern Kreis vom Radius r' brauchbar gemacht werden, wenn man die Ordinaten mit $\frac{r'}{r}$ multiplicirt.

§. 72.

Gleichung der Trajectorie für den Fall, wenn der rechtwinklige Schnitt ein Halbkreis ist. Fig. 4.

Hier genügt es, in den frühern Hauptgleichungen $\psi = o$ zu setzen: Die Gleichung (t) gibt

$$x = r \tang \alpha (1 - \cos w). \qquad (b')$$

Die Gleichung (x) gibt:

$$\tang \varphi = \tang \alpha \sin w. \qquad (n')$$

Die Gleichung (y) wird:

$$x = -\frac{r}{\tang \alpha} \cdot L \tang \tfrac{1}{2} w + Const. \qquad (d')$$

Für den Scheitel K, Fig. 4, des abgewickelten Stirnbogens hat man

$$w = \frac{\pi}{2}$$

$$x = HK = oo' = r \tang \alpha = Const.$$

Daher

$$x = r \tang \alpha - \frac{r}{\tang \alpha} L \tang \tfrac{1}{2} w. \qquad (d')$$

Die Ordinate x aus dieser Gleichung ist für einen Punkt q der abgewickelten rechtwinkligen Schnittlinie, welchem der Winkel w = qo'a entspricht, durch

= qr + rs dargestellt.

= KH = r tang α.

der Linie ax, sondern von der Linie Ka'

er Trajectorie:

tang ½ w.

Die Chablone wird wie in dem vorigen Falle construirt, nur daß man die Bogen $S = r w$ immer auf den halbkreisförmigen Schnitt aufträgt; also um den Punkt S der Chablone zu finden, trage man auf $a' K$ die Länge $a' r = a q$; sodann ziehe man die Linie $r S$ senkrecht auf $a' K$ und mache:

$$r S = - \frac{r}{\operatorname{tang} \alpha} \cdot L \operatorname{tang} \tfrac{1}{2} w, \text{ worin}$$

Winkel $w = q o' a$.

Hat man in dem einen oder andern Falle die Trajectorien in die abgewickelte Gewölbfläche eingezeichnet, so ist die Darstellung ihrer Projection auf die Horizontal- und Vertikalebene mit keinen Schwierigkeiten verbunden, und es können die Chablonen für die Gewölbsteine aus diesen Projectionen entnommen werden.

In Fig. 7 sind die Trajectorien für ein gegebenes Gewölbe mit halbkreisförmigem Stirnbogen construirt. Der normale Abstand der Widerlager ist 8 Mtr.; die Stirnfläche bildet mit dem Widerlager einen Winkel von 56° und die Länge des Gewölbes ist 7·7 Mtr. Für den Winkel α hat man: $\alpha = 90^0 - 56^0 = 34^0$, der Radius r des Stirnbogens ist: $r = \frac{8}{2 \operatorname{Cos} 34^0} = 4{\cdot}825$ Mtr. Der Stirnbogen ist in 35 gleiche Theile getheilt und hat eine Länge von 15·156 Mtr., es kommt daher auf einen Gewölbstein die Länge 0·433 Mtr. Für den elliptischen rechtwinkligen Schnitt sind die beiden Halbachsen $a = 4{\cdot}825$ und $b = 4$ Mtr.; die Länge der halben Ellipse ist somit:

$$l = \pi a \left[1 - (\tfrac{1}{2} e)^2 - \tfrac{1}{3} \left(\frac{1 . 3}{2 . 4} e^2\right)^2 - \tfrac{1}{5} \cdot \left(\frac{1 . 3 . 5}{2 . 4 . 6} e^3\right)^2\right]$$

$$\text{worin } e = \sqrt{\frac{a^2 - b^2}{a^2}}; \; \pi = 3{\cdot}1416$$

$$l = 13{\cdot}9 \text{ Mtr.}$$

Die Länge $d b$ in der Abwickelung ist also $= 13{\cdot}9$ Mtr.; um nun die Punkte für den abgewickelten Stirnbogen zu erhalten, hat man nur die Linie $d b$ in 35 Theile zu theilen und durch die Theilpunkte die mit der Achse $a a'$ parallelen Erzeugungslinien zu ziehen und darauf die entsprechenden Längen aus dem Grundrisse abzutragen. Z. B. für den Punkt m des Stirnbogens hat man $M G = m . 11$. Die Theile $a f$, $f g$ ꝛc. des abgewickelten Stirnbogens müssen unter sich gleich und 0·433 Mtr. sein, und es können die Punkte f, g ꝛc. zur Controle nochmals durch die Formel (b) bestimmt werden, denn man hat z. B. für den Punkt m den Winkel $w = m o a = 56^0\ 34'\ 18''$ und $S = a m = 0{\cdot}433 . 11 = 4{\cdot}763$ Mtr., die Formel (b) gibt dafür die Abscisse $m e$, wo alsdann e in die Linie $a y$ fallen muß.

Hat man den Stirnbogen genau mit seiner Theilung abgetragen, so wird die Trajectorie für den Scheitel K mit Hülfe der Gleichung

$$\log x = \log \left(\frac{r L . 10}{\sin \alpha}\right) + \log (\log \operatorname{Cotang} \tfrac{1}{2} w)$$

construirt. Fig. 8.

Für den Punkt f ist Winkel foa = 5° 8′ 34 = w. Daher ½ w = 2° 34′ 17; dieß gibt aus obiger Gleichung x = 26·776 Meter, und der entsprechende Werth von S ist 0·433.

Die übrigen Werthe von x sind in folgender Tabelle zusammengestellt:

№ der Gewölbsteine.	Werth ½ w	log Cotg. ½ w	log log Cotg. ½ w	log $\frac{r\,L\,.\,10}{\sin\,\alpha}$	log x	Werthe von x
0	0	∞	∞		∞	∞
1	2. 34. 17	1·3476	0·1295	1·2981	1·4277	26·776 Mtr.
2	5. 8. 34	1·0457	0·0194	„	1·3175	20·776
3	7. 42. 51	0·8681	1·9306	„	1·2367	17·249
4	10. 17. 09	0·7411	1·8699	„	1·1680	14·726
5	12. 51. 25	0·6415	1·8072	„	1·1053	12·757
6	15. 25. 42	0·5591	1·7475	„	1·0456	11·109
7	18.	0·4882	1·6886	„	0·9867	9·070
8	20. 34. 17	0·4256	1·6290	„	0·9271	8·456
9	23. 8. 34	0·3691	1·5672	„	0·8653	7·334
10	25. 42. 51	0·3173	1·5015	„	0·7996	6·305
11	28. 17. 9	0·2691	1·4299	„	0·7280	5·307
12	30. 51. 25	0·2236	1·3496	„	0·6477	4·444
13	33. 25. 42	0·1803	1·2262	„	0·5543	3·854
14	36. 00. 00	0·1387	1·1422	„	0·4403	2·756
15	38. 34. 17	0·0982	2·9923	„	0·2905	1·952
16	41. 8. 34	0·0586	2·7673	„	0·0654	1·163
17	43. 42. 51	0·0196	2·2900	„	1·5881	0·387
17½	45.	0·0000	— ∞	„	— ∞	0·000

Die Chablone Fig. 8 dient nun zur Aufzeichnung sämmtlicher Trajectorien, indem man sie nur auf die Abwickelung anlegt und auf der Linie a x so gleiten läßt, daß die Trajectorie durch die Theilpunkte des Stirnbogens geht. In der Linie KK′ werden die Trajectorien nicht zusammentreffen, man hat daher vermittelte Linien zu ziehen. Fig. 7.

Die horizontale und vertikale Projection der Trajectorien ist mit Hülfe der Erzeugungslinien leicht zu machen.

Die Stoßfugen der Gewölbsteine liegen in parallelen Schnitten mit der Stirnfläche, lassen sich daher aus dem Grundrisse in die Abwickelung und in den Aufriß einzeichnen.

Nach Aufzeichnung der Stoß- und Lagerfugen bleibt das Austragen der Chablonen einzelner Gewölbsteine eine einfache graphische Arbeit.

§. 73.

Schiefe Brücken mit Stichbogen.

Auf Taf. XV. in Fig. 7 sei m m′ die Weite und KE die Pfeilhöhe des Bogens; MM′ und M, M,′ seien die Horizontalprojectionen der Widerlagslinien, so ist die abgewickelte Gewölbfläche mit den zugehörigen Fugenlinien durch m m′

m, m,' dargestellt, und es genügt also die Chablone Fig. 8 nur für den Theil K L zu machen, indem man die Linie m L derselben auf der Linie m m' in der Abwickelung gleiten läßt. Man sieht aber auch aus der Abwickelung der Gewölbfläche, daß hier ein Annäherungsverfahren stattfinden kann, um die Fugenlinien zu erhalten, indem die Trajectorien nahe gerade Linien sind. Man zieht nämlich in der Abwickelung Fig. 9 die zusammengehörigen Gewölbfugenpunkte beider Stirnbogen durch gerade Linien zusammen und macht die Stoßfugen rechtwinklig darauf. *)

§. 74.

Leichter ausführbar, wie die schiefen Gewölbe mit gewundenen Schichten, sind die Zonen- oder Gurtgewölbe, wobei mehrere rechtwinklige Tonnengewölbe in der Art nebeneinander gereiht werden, daß sie miteinander den Raum zwischen den Widerlagern überdecken. Da die einzelnen Gurtgewölbe ebenso gut absteigend wie horizontal angeordnet werden können, so kann mit denselben auch leicht ein absteigend schiefes Gewölbe dargestellt werden. In solchen Fällen, wo die innere Wölbungsfläche, anderer Verhältnisse wegen, keine glatte zusammenhängende Fläche sein muß, sind die Gurtgewölbe ihrer Einfachheit und leichten Ausführung wegen sehr zu empfehlen.

---

*) Annales des ponts et chaussées. 1852. Juillet et août.
Heider, Theorie schiefer Gewölbe. Wien, 1846.
F. Bashforth, praktische Anweisung zur Construction schiefer Brücken. Weimar, 1851.

Vierter Abschnitt.

I. Feste Brücken.

---

3. Eiserne Brücken.

I. Feste Brücken.

3. Eiserne Brücken.

a. Brücken aus Gußeisen.

Historische Einleitung.

§. 75.

England, welches jährlich mehr Eisen verarbeitet, als alle übrigen Länder Europa's zusammen, besitzt auch an eisernen Brücken aller Arten und Größen den bedeutendsten Reichthum. Es ist das Land, in welchem die erste gußeiserne Brücke schon in den Jahren 1773 bis 1779 bei Coalbrookdale über die Saverne erbaut wurde. Nur einer genauen Kenntniß der Eigenschaften des Gußeisens und der Bearbeitung desselben läßt es sich zuschreiben, daß diese erste Brücke mit so kühnen Dimensionen ausgeführt werden konnte. Nach Gauthey hat dieselbe einen einzelnen Halbkreisbogen von 30·62 Mtr. Oeffnung. Die Brückenbahn wird von 5 Bogenrippen getragen, welche in gleichen Abständen von 1·49 Mtr. von Mitte zu Mitte aufgestellt sind, und aus einem Hauptbogen von 0·211 Mtr. Breite auf 0·133 Mtr. Dicke, und 2 concentrischen Bogenstücken von 0·146 Mtr. im Quadrat bestehen. Der Hauptbogen ist aus 2 Theilen zusammengesetzt, welche sich im Scheitel gegen eine Schlußplatte stemmen. Die Bogen einer Rippe sind durch Radialsprossen mit einander vereinigt, und stützen sich auf dem Widerlager gegen eine gemeinschaftliche Gußplatte, auf welcher für je einen Bogen 2 verticale Barren ruhen, die in Verbindung mit den Kurven das Brückengedeck tragen *).

Nicht sehr entfernt von Coalbrookdale wurde im Jahre 1795 zu Buildwas eine weitere Brücke von Telfort ausgeführt, deren Brückenbahn durch einen Bogen von 39·65 Mtr. Weite und 8·23 Mtr. Pfeilhöhe getragen wird. Um ihr eine nicht zu hohe Lage geben zu müssen, führte man die Bogenrippen theilweise über die Bahn, und bildete ein Häng- und Sprengwerk.

Bei beiden Brücken ist die Art der Construction der Tragrippen ähnlich wie bei den Holzbogenbrücken, wo die einzelnen Segmente eine bedeutende Länge haben.

Rowland Burdon ergriff die Idee von Payne, wonach die Tragrippen aus kleineren gewölbartigen Stücken gebildet werden, und ließ darnach in den Jahren

*) Gauthey, II. Theil S. 113.

1793 bis 1796 nach den Zeichnungen von Wilson eine Brücke zu Wearmouth in der Nähe von Sunderland erbauen. Dieser kühne Bau hat einen einzigen Bogen von 71·9 Mtr. Weite und 10·36 Mtr. Pfeilhöhe. Die Bogenanfänge liegen 29 Mtr. über dem Flußbette. 6 Rippen, in Entfernungen von 1·83 Mtr. aufgestellt, tragen die Bahn. Jede Rippe besteht aus 3 concentrischen Kurven von 0·153 Mtr. Breite und 0·087 Mtr. Dicke, welche durch radiale Sprossen von 0·38 Mtr. Länge und 0·051 Mtr. Breite verbunden sind. Jedesmal 2 Sprossen sind in einem Gewölbstück, und die Vereinigung der Gewölbstücke zu einem Bogen geschah mit schmiedeisernen Stangen, welche nach der ganzen Länge zu beiden Seiten der Kurven eingelassen und mit denselben verschraubt sind. Die Rippen sind durch gußeiserne Röhren mit einander verbunden. Die Bogenschenkelausfüllung ist mit gußeisernen Kreisen gebildet, welche unmittelbar die aus Holz construirte, mit einer Cement- und Kieslage bedeckte Brückenbahn tragen.

M. Wilson beendete noch in Jahr 1802 die gußeiserne Brücke zu Stains über die Themse. Ein Bogen von 54·8 Mtr. Weite und 4·88 Mtr. Pfeilhöhe, bestehend aus 6 Rippen, welche 1·83 Mtr. von einander stehen, trägt die Bahn. Jede einzelne Rippe besteht, wie bei der Sunderlandbrücke, aus 41 gewölbartig geformten Gußstücken von 1·474 Mtr. Länge, und ist aus concentrischen Kurven von 0·15 Mtr. Breite und 0·108 Mtr. Dicke, welche durch Normalsprossen verbunden sind, gebildet. Die Verbindung der einzelnen Gewölbstücke ist durch versteckte Zapfen mit Keilen bewerkstelligt, welche gemeinschaftlich in die Enden der ersteren eingreifen. Zwischen je zwei Gewölbstücken befinden sich zwei gußeiserne durchbrochene Querverbindungsplatten. Die Bogenschenkel sind mit gußeisernen Kreisen ausgefüllt, auf welchen wieder Gußbarren liegen, die zur Aufnahme der Brückenbahn dienen.

Aehnlich wie die Brücke zu Stains, wollte Telfort im Jahr 1801 eine Brücke mit einem Bogen von 183 Mtr. Weite und etwa 20 Mtr. Pfeilhöhe zu London erbauen, allein wahrscheinlich mußte die Ausführung unterbleiben, weil die Auffahrten gegen die niedrigen Ufer zu hoch geworden wären.

Im Jahr 1797 nahm Jean Nash zu London ein Patent auf eine neue Constructionsart gußeiserner Brücken. Er schlug vor, die Bogenrippen aus größern Gußplatten zusammenzusetzen, und die Verbindung derselben mittelst Flantschen und Bolzen zu machen. Dieses System fand Nachahmung bei den Ingenieuren, und besonders Telfort ließ noch mehrere sehr große Brücken und Aquaducte darnach in Ausführung bringen.

Auch Rennie baute in den Jahren 1814 bis 1819 die Southwarkbrück über die Themse zu London nach dem System von Nash.

Der Bau hat 3 Oeffnungen, eine mittlere von 72·96 Mtr. Weite bei einer Pfeilhöhe von 7·296 Mtr., und 2 Seitenöffnungen von 63·81 Mtr. Weite bei einer Pfeilhöhe von 6·38 Mtr. In jeder Brückenöffnung befinden sich 8 Rippen in gleichen Abständen; jede Rippe ist aus 13 Segmentplatten zusammengesetzt. Die Länge einer Segmentplatte des mittlern Bogens beträgt 6·21 Mtr., die Höhe 2·247 Mtr., und die Dicke 0·075 Mtr. Zwischen je 2 Segmenten geht eine Querverbindungsplatte durch die ganze Breite der Brücke zur Vereinigung

sämmtlicher Rippen einer Oeffnung. Sämmtliche Tragrippen der 3 Bogen stützen sich mit ihren Enden gegen gußeiserne Widerlagsplatten. Die Bogenschenkelausfüllung wird durch diagonal sich kreuzende, die Segmente mit der Bahn verbindende gußeiserne Streben bewirkt, welche an die eigens dazu angegossenen Hervorragungen der Segmentplatten angeschraubt sind. Ueber sämmtliche Rippen liegen Gußplatten, welche den mit Steinen gepflasterten Fahrweg, sowie die steinernen Trottoirs aufnehmen. Eine reiche Gurte, sowie ein massives gußeisernes Geländer zieren die Ansicht der Brücke.

Nach dem Muster dieser Brücke sind seither die meisten gußeisernen Brücken Englands ausgeführt worden, jedoch meist mit geringeren Spannweiten.

Die von Stephenson über die Menai-Straße projectirte gußeiserne Bogenbrücke von 140 Mtr. Spannweite konnte leider nicht zur Ausführung kommen, da die Bogenenden den zur Schifffahrt nöthigen Raum zu sehr geschmälert hätten.

Die erste eiserne Brücke, welche in Frankreich erbaut wurde, ist die Louvrebrücke in Paris; sie wurde von Cessart entworfen und von Dillon mit einigen Modificationen bis zum Jahre 1803 vollständig ausgeführt. Der Bau hat 9 Oeffnungen von 17·34 Mtr. Weite. In jeder Oeffnung befinden sich 5 Rippen in einer Entfernung von 2·435 Mtr. von Mitte zu Mitte, jede bildet eine Kurve von 18·51 Mtr. Weite und 3·25 Mtr. Pfeilhöhe mit einem rechteckigen Querschnitt von 0·162 Mtr. Höhe und 0·081 Mtr. Dicke, und besteht aus 2 Stücken, die sich im Scheitel an eine gemeinschaftliche Schlußplatte stemmen. Auf den Pfeilern und Widerlagern sind zur Auflagerung der Kurvenenden gußeiserne Sattelstücke eingelassen. Ueber den ersteren befinden sich etwas schwächere, auf die Hauptkurven sich stützende Bogenstücke, deren Scheitelpunkte wieder durch senkrechte Stäbe unterstützt sind. Gußeiserne Querverbindungen vereinigen die Rippen einer Oeffnung zu einem Ganzen. Die Brückenbahn ruht auf eichenen Unterzügen, welche ihre Last durch senkrechte Stützen den Bogen übertragen. Ein leichtes schmiedeisernes Geländer begränzt die Brückenbahn.

In den Jahren 1800 bis 1806 erbaute Lamandé die Brücke von Austerlitz gegenüber dem Pflanzengarten zu Paris. *) Diese Brücke hat 5 Oeffnungen, jede von 32·36 Mtr. Weite und 3·236 Mtr. Pfeilhöhe. Die Pfeiler haben eine Stärke von 3 Mtr. und reichen 6·8 Mtr. über das Niederwasser. Die 5 Rippen jeder Oeffnung sind 2·02 Mtr. von Mitte zu Mitte von einander entfernt und bilden mit einander ein gewölbartiges Gerippe, bestehend aus 21 einzelnen, 1·59 Mtr. langen Gewölbstücken. Jedes Stück einer Rippe enthält 3 concentrische Kurven von 0·068 Mtr. Dicke und 0·135 Mtr. Höhe, welche durch Normalsprossen von 0·06 Mtr. Breite verbunden sind. Die Gewölbwinkel sind durch andere Gußstücke ausgefüllt, welche die Verlängerungen der Bogenstücke bilden und diesen letztern eine den Gewölbsteinen ähnliche Form geben. Die Verbindung der einzelnen Gewölbstücke ist durch Bolzen und Bänder bewirkt, und sämmtliche Rippen sind durch gußeiserne Querbarren zu einem Ganzen vereinigt. Auf den Pfeilern ruhen dreieckige, vertikal gestellte Platten in gußeisernen Sätteln, welche

*) Wurde im Jahr 1856 durch eine steinerne Brücke ersetzt.

den ersten Bogenstücken zur Auflagerung dienen. Der Brückenboden ist von Holz, und wird von eichenen Unterzügen, welche quer über den Bogenrippen liegen, getragen; auf ihm ruhen die gepflasterte Fahrbahn und die beiden steinernen Trottoirs.

Obgleich man den Bogenrippen im Scheitel eine Erhöhung von 0·054 Mtr. gab, so zeigte sich bald nach der Vollendung der Brücke eine Einsenkung der Bahn zwischen den Pfeilern, was von dem Zerspringen einiger Gewölbstücke herrührte, und es mußten die einzelnen Rippen fast durchaus mit doppelten schmiedeisernen Bändern verstärkt werden.

Bruyère ließ im Jahre 1808 eine kleinere Brücke von Schmiedeisen ausführen, und machte im Jahr 1810 einen Entwurf für eine größere Brücke über die Seine, welche einen einzigen Bogen von 130 Mtr. erhalten sollte; dieser, sowie auch der Entwurf einer Brücke für die gleiche Baustelle von Lamandé mit 3 Bogen, wovon der mittlere für 80 Mtr. Weite aus Guß- und Schmiedeisen construirt werden sollte, kamen jedoch nicht zur Ausführung.

Von dieser Zeit an scheint das Gußeisen weniger mehr zum Brückenbau verwendet worden zu sein, denn die Carousselbrücke zu Paris, als die erste Brücke von Bedeutung, wurde erst im Jahr 1836 von Polonceau gebaut. Dieser Ingenieur setzte die Bogenrippen nicht aus Segmentplatten, sondern aus Röhrenstücken mit elliptischem Querschnitte zusammen, und erreichte so den Vortheil, daß dieselben eine bedeutende Seitenfestigkeit erhielten, und daher die Zahl der Querverbindungen vermindert werden konnte.

Alle größern Brücken, welche in den letzten Jahren in Frankreich zur Ausführung kamen, gleichviel ob für Straßen oder Eisenbahnen, haben das Röhrensystem von Polonceau.

Noch bevor man in Frankreich gußeiserne Brücken baute, wurden solche in Deutschland construirt, und zwar die erste im Jahre 1794 zu Laasan in Niederschlesien.

Die Brückenbahn wird von einem Bogen, bestehend aus 5 nebeneinander stehenden Rippen von 12·99 Mtr. Spannweite und 3 Mtr. Pfeilhöhe getragen. Jede Rippe hat 3 excentrische Kurven, welche mit Normalsprossen verbunden sind. Ueber sämmtlichen Rippen liegen gußeiserne Platten zur Aufnahme der Fahrbahn.

Auch das Röhrensystem ist zu dem Bau der Brücken in Deutschland zuerst angewendet worden. Schon im Jahre 1811 veröffentlichte Reichenbach seine Theorie gußeiserner Röhrenbrücken, und gab dadurch Veranlassung zum Bau derselben. Die Bogenrippen, aus Röhren von kreisförmigem Querschnitte zusammengesetzt, wurden durch Flantschen und Bolzen mit einander verbunden. Zur Stützung der Bahn auf die Röhren gab man denselben Ansätze mit Flantschen, und befestigte darauf nach radialer Richtung abermals Röhrenstücke, die bis unter die Bahn reichten; zuweilen geschah die Stützung auch durch schmiedeiserne Barren. Eine der ersten Brücken nach diesem System war die im Jahr 1824 erbaute Okerbrücke in Braunschweig.

Für größere Spannweiten wollte Reichenbach zwei concentrische Röhren nehmen und diese durch kurze radiale Röhrenstücke miteinander verbinden.

Nach Reichenbach war es Wiebeking, welcher Vorschläge zum Baue gußeiserner Röhrenbrücken machte. Er gab den einzelnen Röhren, aus denen die Bogen bestehen sollten, eine etwas größere Länge, und verband dieselben nicht mittelst Flantschen und Bolzen, sondern schob kurze Hülsen über die schief abgeschnittenen Röhrenenden. Ausführungen sind indeß nach diesem Systeme keine bekannt.

Nach dem System der Brücke zu Laasan wurde in den Jahren 1822 bis 1823 die Friedrichsbrücke in Berlin erbaut. Dieselbe hat 7 Oeffnungen, die größte von 9·21 Mtr. und die kleinste von 6·33 Mtr. Weite; die Verdrückung der Bogen ist $\frac{1}{4 \cdot 62}$. Die 9·81 Mtr. breite Brückenbahn wird von 8 Rippen getragen, die äußersten sind 1·56 Mtr. von Mitte zu Mitte, die nächsten 1·32 Mtr. und die mittlern 0·93 Mtr. von einander entfernt. Jede einzelne Rippe besteht aus 2 Theilen, welche im Scheitel gegen eine Schlußplatte stoßen; jeder Theil hat 3 excentrische Kurven und einen horizontalen Barren, welche miteinander durch Radialsprossen vereinigt sind. Die Kurven haben 0·102 Mtr. Höhe und 0·051 Mtr. Stärke. Die Höhe des Bogens im Scheitel ist 0·414 Mtr.

Sämmtliche Rippen einer Oeffnung ruhen auf gußeisernen Widerlagsplatten.

Quer über den Rippen liegen 0·3 Mtr. breite und 0·024 Mtr. dicke gußeiserne mit Nerven versehene Deckplatten, über denen noch schmiedeiserne Kreuze angebracht sind, und welche der gepflasterten Fahrbahn und den steinernen Trottoirs als Unterlage dienen.

Zu gleicher Zeit mit der Friedrichsbrücke in Berlin begann auch der Bau der Potsdamer Havelbrücke, welche sich durch ihre bedeutende Länge auszeichnet. Sie besteht nämlich aus 8 eisernen, auf steinernen Pfeilern ruhenden Bogen von 18·72 Mtr. Lichtweite mit 1·56 Mtr. Pfeilhöhe und einer Durchlaßöffnung für die Schifffahrt von 9·552 Mtr. Weite; die Mittelpfeiler sind 2·184 Mtr. stark, und die Pfeiler der Durchlaßöffnung haben eine Dicke von 9·51 Mtr., daher beträgt die ganze Länge der Brücke von Widerlager zu Widerlager 195·816 Mtr. Die 9·36 Mtr. breite Brückenbahn wird von 7 einzelnen Rippen getragen, deren Abstand 1·352 Mtr. im Lichten beträgt. Die Eisenstärke der Rippen ist 0·0645 Mtr., die Höhe im Scheitel 0·84 Mtr. Jede Rippe ist aus 3 gleich langen Stücken zusammengesetzt, welche durch Flantschen und Bolzen verbunden sind. Die gemauerten Pfeiler reichen nur bis an die Bogenanfänge, woselbst gußeiserne Auflagerplatten liegen, die sich an eine senkrecht auf der Achse des Pfeilers stehende Gußplatte anschließen. Letztere ist durch starke Bolzen mit dem Mauerwerk verbunden, und hat, wie auch die erstere, an denjenigen Stellen, wo die Rippen anstoßen, jedesmal 2 Ränder, welche in Verbindung mit den Bolzen jedwede Verschiebung verhindern. Ueber sämmtliche Rippen sind gußeiserne Kreuze gelegt, und außerdem noch 3 Querverbindungen angebracht, damit gefährliche Seitenausbiegungen verhindert und sämmtliche Rippen zu einem Ganzen vereinigt werden.

Auch bei dieser Brücke ruht die Fahrbahn mit den Trottoirs auf gußeisernen Deckplatten.

Im Allgemeinen hat Deutschland von früheren Jahren wenig eiserne Brücken von Bedeutung aufzuweisen, dagegen sind solche in neuerer Zeit in großer Zahl seit dem Eisenbahnbau zur Ausführung gekommen, und hat sich deßhalb ihre Construction um so mehr vervollkommnet, als seit zwei Jahrzehnten in verschiedenen Gegenden Deutschlands bedeutende Eisengießereien und Maschinenfabriken entstanden sind, durch welche sowohl in der Darstellung wie in der Verarbeitung des Gußeisens wesentliche Fortschritte gemacht wurden.

§. 76.

Von den gußeisernen Brücken im Allgemeinen.

Obgleich die steinernen Brücken in Hinsicht auf Festigkeit und Dauer im Allgemeinen den Vorzug vor allen andern Brückenconstructionen verdienen, so gibt es doch Fälle, wo sie entweder gar nicht anwendbar oder viel zu kostspielig sind. Hier bleibt wohl das Holz noch ein sehr schätzbares Material, insbesondere für Gegenden, wo es im Verhältniß zu andern Baumaterialen einen geringen Preis hat, und wo es sich nur darum handelt, eine Brücke mit dem Minimum der Kosten in möglichst kurzer Zeit herzustellen, zumal da man auch im Stande ist, auf chemischem Wege die Dauer des Holzes zu verlängern; allein wenn man berücksichtigt, daß hölzerne Brücken im Allgemeinen keine große Dauer haben, und jedes Jahr eine Reparatur nöthig machen; ferner, daß solche für große Spannweiten eine zusammengesetzte Construction erheischen, und somit nicht mehr die zu wünschende Solidität und Sicherheit gewähren, endlich, daß durch die nicht zu vermeidenden Hauptreparaturen die Communication auf der Brücke unterbrochen werden muß, was hauptsächlich bei einer Eisenbahn von großem Nachtheil ist, so unterliegt es keinem Zweifel, daß das Eisen ein sehr willkommenes Material für den Brückenbau sein mußte, indem es bei einer sehr bedeutenden Festigkeit auch eine unbegränzte Dauer zeigt, und sich dabei überall in solcher Masse vorfindet, daß der Preis desselben nicht übermäßig hoch steht. Seitdem man im Stande ist, größere Gußstücke so anzufertigen und mit einander zu vereinigen, daß sie einen gleichartigen festen Körper bilden, hat man auch, besonders in England, wo das Eisen im Preise verhältnißmäßig sehr niedrig steht, eine große Zahl gußeiserner Brücken für die größten Spannweiten ausgeführt, und daraus die Erfahrung geschöpft, daß das Gußeisen, in Bogenform angewendet, ein vorzügliches, äußerst schätzbares Material für den Brückenbau ist. Eine Brücke von Gußeisen, nach den Regeln der Baukunde construirt, zeigt dieselbe Solidität und Dauer wie eine steinerne Brücke, und kostet unter sonst gleichen Verhältnissen $^1/_3$ weniger; dazu kommt noch, daß ein gußeiserner Bogen auch über die Brückenbahn hervorragen kann, somit seine Anwendung in weniger enge Gränzen gebannt ist, wie die eines steinernen Gewölbes, und endlich darf nicht unerwähnt bleiben, daß die Gußconstruction sich eben so leicht für eine schiefe, wie für eine rechtwinklige Brücke anwenden läßt, während eine schiefe steinerne Brücke schwieriger und kostspieliger wie eine senkrechte ist.

Man unterscheidet im Allgemeinen zwei Hauptarten von gußeisernen Brücken:

1) solche, deren Träger aus massiven Stäben oder Platten zusammengesetzt sind;
2) solche, deren Träger aus gußeisernen Röhren bestehen oder Röhrenbrücken.

Zu den ersteren gehören:

α. Barrenbrücken;
β. Häng- oder Sprengwerke aus geraden Barren;
γ. Bogenhängwerkbrücken;
δ. Bogensprengwerkbrücken;
ε. Bogenhäng- und Sprengwerkbrücken.

§. 77.

Barrenbrücken.

Bei diesen Brücken sind die Träger der Bahn entweder einfache oder zusammengesetzte Barren von T- oder Uförmigem Querschnitt, welche mit ihren Enden auf den beiderseitigen Widerlagern ruhen.

Wenn man erwägt, daß das Gußeisen, aus welchem die Barren bestehen, rein auf relative Festigkeit in Anspruch genommen wird, ferner jeder Guß einen gewissen Grad von Sprödigkeit besitzt, und zumal bei größern Stücken nicht überall eine gleiche Spannung hat, so geht daraus klar hervor, daß **Barrenbrücken im Allgemeinen unzuverlässige Constructionen sind**, deren Anwendung jedenfalls nur mit Vorsicht Statt haben kann. Dennoch sind übrigens solche Brücken fast bei allen Eisenbahnen in großer Zahl ausgeführt worden, was wohl nur dem Umstande zuzuschreiben ist, daß die Barren nur wenig Höhe erfordern, und daß sie bei geringer Länge und hinlänglich großem Querschnitt erfahrungsgemäß auch die nöthige Sicherheit gewähren. Die badische Bahn hat allein 42 Barrenbrücken *), die meisten mit 3 Mtr. und einige mit 4·8 bis 5·1 Mtr. Lichtweite. Ihre Construction ist im Allgemeinen folgende: Unter jeder Schienenlage, und meist noch an beiden Rändern der Brücke, befindet sich ein gußeiserner Barren, welcher mit seinen Enden, auf eine Länge von 0·36 bis 0·45 Mtr., auf beiderseitigen Widerlagsmauern ruht. Zur Vertheilung des Drucks sind sämmtliche Barrenenden entweder auf einer eichenen Mauerschwelle oder einer gußeisernen Lagerplatte mit Bolzen befestigt. Die Querschnitte der Barren sind verschieden, bei wenig beschränkter Höhe sind sie Tförmig, wie Fig. 3, Taf. XVI., bei sehr beschränkter Höhe dagegen Uförmig, wie Fig. 4. Die Eindeckung der Brücke besteht gewöhnlich aus einem 0·09 Mtr. starken Bohlenbelag mit offenen Fugen für den Wasserabfluß, worauf die Eisenbahnschienen unmittelbar aufliegen und durch Bolzen an die Flantschen der Träger befestigt sind; zuweilen blieben die äußeren Barren weg, und man legte daher quer über die 4 Tragbarren alle 0·6 bis 0·75 Mtr. eichene Schwellen von $\frac{0·15}{0·12}$ Mtr. Stärke, deren freie Enden die Fußwege tragen, und verkammte mit diesen die Langschwellen, auf welchen endlich die Schienen mit Kloben befestigt sind. Zwischen den Langschwellen besteht die Eindeckung aus einer einfachen Bohlenlage.

*) Wurden nach und nach in Blechbrücken verwandelt.

Auf andern Eisenbahnen, besonders in Frankreich und England, hat man den Barren einen doppelt Tförmigen Querschnitt gegeben, wie Fig. 2 zeigt.

Ein gewöhnlicher Bohlenbelag von 0·12 Mtr. Stärke überdeckt die genau unter die Schienenstränge gelegten Träger, und dient den an ihren obern Rand angeschraubten Schienenstühlen zur Unterlage; die Querverbindung der Träger ist durch gußeiserne Röhren mit durchgesteckten schmiedeisernen Bolzen bewirkt. Eine Durchfahrt von 2·44 Mtr. Weite bedarf bei dieser Construction eine Gesammthöhe von 4·97 Mtr., nämlich 11 Centimtr. für die Schienen, 4 Centimtr. für die Dicke des Schienenstuhls, 12 Centimtr. für den Bohlenbelag, 40 Centimtr. für die Träger und 4·3 Mtr. reine Lichthöhe zur Durchfahrt, wogegen eine gewölbte steinerne Brücke mindestens 5·5 bis 6 Mtr. Höhe erfordert.

Bei sehr beschränkter Höhe sind die Langschwellen in die Tragbarren versenkt, wie die Fig. 9 und 10 zeigen. Die Uförmigen Träger sind aus 2 symmetrischen Stücken zusammengesetzt, die sich nur an ihren Enden berühren. Die Seitenwände, welche als Tragrippen wirken, sind entweder gleich hoch, oder haben die Fischbauchform. An den Rändern der Brücke sind Träger von einfacherer Form, und die Bedielung ist auf gußeiserne Querträger aufgeschraubt.

Eine andere Construction einer Barrenbrücke ist aus den Fig. 5, 6, 7, 7ᵃ und 8 ersichtlich; sie eignet sich besonders für eine Bahn mit Querschwellen bei beschränkter Höhe und für circa 4 Mtr. Weite. Die Schienen sind in ihren Stühlen, und diese auf ihren Querschwellen befestigt. Die 0·8 Mtr. von Mitte zu Mitte von einander abstehenden Querschwellen ruhen auf den untern Rändern der gußeisernen Längenträger, an denen Querverstärkungsnerven dergestalt angebracht sind, daß die Enden der Querschwellen unverrückbar zwischen sie zu liegen kommen. Dem Längenprofil des Trägers ist eine halb elliptische Form gegeben, Fig. 7. An beiden Rändern der Brücke liegen Stirnbarren, Fig. 7ᵃ, D. Die Enden der Stirn- und Tragbarren liegen auf gußeisernen Mauerlatten, auf welchen sie aufgekeilt werden können. Die Querverbindung der Träger ist überdieß hergestellt: zwischen den beiden äußern und dem mittlern Paar durch je eine gußeiserne Stemmröhre mit durchgestecktem Bolzen, unter den Geleisen durch je 2 einfache Schraubenbolzen. Quer zwischen den Barren liegt eine Bedielung, und darauf eine Kiesdecke.

Zuweilen hat man auch, um den Barren eine gefällige Form zu geben, die untere Kantenlinie nach einem Bogen oder nach einem Polygon gebildet, wie die Fig. 11 und 12 zeigen.

Ist die Entfernung von einem Widerlager zum andern für einen Barren zu groß, so wird ein gußeisernes Joch aufgestellt, welches auf einem Grundjoche ruht und worauf die Barren festgekeilt werden. Taf. I. Fig. 14 und 14ᵃ.

Bei einer Jochhöhe von 2·5 bis 3 Mtr. Höhe haben die Jochständer einen kreuzförmigen Querschnitt von 0·15 bis 0·18 Mtr. Breite bei 0·036 Mtr. Metalldicke.

In England hat man Barrenbrücken von 25 engl. Fuß Spannweite erbaut, wobei die Barren aus einem Stück sind und einen doppelt Tförmigen Querschnitt von 20½" Höhe, 1½" Metallstärke, 7½" obere und 12" untere Flant-

schenbreite haben. Ueber sämmtlichen Trag- und Stirnbarren liegt eine 4zöllige Bedielung und hierauf ruhen die Schienenstühle mit den Schienen.

Auf der Blackwale-Bahn, worauf jedoch kleine Locomotiven gehen, sind sogar Barrenbrücken von 46 engl. Fuß Weite, wobei die Barren ebenfalls aus einem Stück gegossen sind. Zwischen je 2 Barren liegen die Querschwellen mit ihren Schienenstühlen auf den untern Rändern derselben.

Auf der York- und Midland-Counties-Bahn und auf der Northern- und Eastern-Bahn in England befinden sich Barrenbrücken von 60 und 66 Fuß Spannweite, wobei die Barren aus 2 oder 3 Stücken zusammengesetzt und durch starke schmiedeiserne Ketten verstärkt sind.

Ein Barren von 66 Fuß freier Länge ist aus den Fig. 18, 19 und 20 ersichtlich.

Barren von so bedeutender Länge können nur schwer im Gusse in allen Querschnitten gleiche Spannung erhalten, und sind daher, besonders für Eisenbahnbrücken, die mit Locomotiven befahren werden, höchst unsichere Träger; die Einsturze mehrerer Brücken der Art liefern dafür den besten Beweis.

Die Ingenieure Marcellis und Duval in Belgien bauten im Jahr 1840 über die Schelde zu Gent eine Brücke nach einem neuen System, wobei die Brückenbahn von 2 horizontalen Trägern getragen wird, deren jeder aus 2 zu einem Ganzem verbundenen gußeisernen, mit Verzierungen durchbrochenen Barren besteht, und jeder Barren wieder aus zwei Stücken zusammengesetzt und durch Flantschen verbunden und verkeilt ist. Diese Träger dienen gleichzeitig als Brüstungen der Brücke. Starke gußeiserne Querbalken, welche an die Träger mittelst hinlänglich starker Bolzen aufgehängt sind, bilden die Auflager für die 9·18 Mtr. breite Brückenbahn. Die freiliegende Länge der Träger ist 18·4 Mtr. Die Construction der Brücke ist aus den Fig. 13, 14, 15, 16 und 17, Taf. XVI., deutlich ersichtlich.

Bei der Probe wurde die Brücke mit 400 Kil. per □Mtr. belastet, und es zeigte sich nur eine Senkung von 3 Millimeter, die sich bis zum folgenden Tage auf 4 Millimeter vergrößerte *).

§. 78.

Barrenbrücken auf der badischen Eisenbahn.

Dimensionen der Barren.

Bezeichnung der Brücken.	Lichtweite.	Barrenhöhe.	Metalldicke.	Obere Flantschenbreite.	Untere Flantschenbreite	Bemerkungen.
	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	
Mühlcanal bei Oos .	2·82	0·36	0·06	0·24	0·12	Bei allen diesen Barrenbrücken liegen die Träger direct unter den Schienensträngen.
Durchlaß bei Oos . .	3·06	0·33	0·06	0·3	0·12	
Laudenbachbr. . . .	3·66	0·36	0·06	0.24	0·108	
Großsachsenbr. . . .	3·96	0·36	0·06	0·24	0·108	
Weingartenbr. . . .	4·89	0·3	0 06	0·18	0·12	
Durlachbr.	3·9	0·3	0·045	0·18	0·105	
Malschbr.	3·9	0·39	0·06	0·3	0·12	
Hautenbachbr. . . .	4·8	0·36	0·075	0·24	0·09	
Schutterbr.	5·148	0·375	0·066	0·3	0·111	
Offnadingenbr. . . .	3·6	0·36	0·06	0·27	0·09	
Eschbachbr.	3·9	0·48	0 036	0·24	0·066	
Schliengenerbachbr. .	8·24	0·405	0·057	0·24	0·09	

*) Allgemeine Bauzeitung von L. Förster. 1846.

§. 79.

Häng- oder Sprengwerke aus geraden Barren.

Für solche Fälle, wo zwischen Bahn und Hochwasser wenig Raum ist und wo wegen zu großer Entfernung der Widerlager gewöhnliche Barren von 4 bis 5 Mtr. Länge nicht angewendet werden können, weil aus Rücksichten für die Hochwasser oder den Eisgang die Aufstellung eines Joches oder Pfeilers nicht rathsam erscheint, pflegt man gußeiserne Hängwerke zu construiren, welche in ihrer Zusammensetzung Aehnlichkeit mit den hölzernen Hängwerken haben, und sich nur dadurch von diesen unterscheiden, daß der Seitenschub nicht durch einen Tramen, sondern durch schmiedeiserne Zugstangen aufgehoben wird.

Solche Hängwerke aus geraden Gußbarren sind auf der badischen Eisenbahn mehrere mit gutem Erfolge für Spannweiten von 9 Mtr. ausgeführt worden.

Die Construction ist aus Taf. XVII. durch die Fig. 1, 2, 3, 4, 5 und 6 deutlich ersichtlich.

Die Streben und Spannriegel sind 0·36 Mtr. hoch, 0·066 Mtr. stark und auf beiden Seiten mit einer 0·06 Mtr. starken Nerve versehen. Die doppelten Hängeisen sind 0·06 Mtr. dick, ebenso die Zugstangen. Die Träger einer Brückenöffnung erfordern einschließlich der Unterzüge 11481 Kil. Guß- und 2000 Kil. Schmiedeisen.

Bei hinlänglicher Höhe zwischen Bahn und Hochwasser lassen sich auch Sprengwerke aus Gußbarren construiren.

Auf der Magdeburg-Potsdamer, sowie auf der sächsischen Staatsbahn hat man solche Sprengwerkbrücken in Ausführung gebracht und haben sich dieselben als practisch erwiesen.

Die Fig. 7 bis 14, Taf. XVII., zeigen die Brücke über die Luppe bei Leipzig mit 2 Oeffnungen von 12·5 Mtr. Weite. Jede Oeffnung enthält 5 Sprengwerke. Die gußeisernen Streben und Spannriegel sind 0·3 Mtr. hoch, 0·045 Mtr. stark und oben und unten mit einer 0·18 Mtr. breiten Verstärkungsrippe versehen. Die den Streben angegossenen dreieckigen Füllstücke haben Durchbrechungen und auf den obern Flantschen gleich den Spannriegeln erhöhte Ränder, zwischen welchen die Querbalken ein sicheres Auflager finden. Diese Balken tragen die Schienenstränge und den Bohlenbelag von 0·09 Mtr. Stärke. Die Lage der Sprengwerke wird durch gußeiserne Mauerplatten, Fig. 11 und 12, genau normirt. Der Seitenschub wird durch 0·06 Mtr. dicke Zugstangen aufgehoben. Die Querverbindung zwischen je 2 Sprengwerken wird durch 4 gußeiserne Röhren bewirkt, durch welche Eisenstangen von Stirn zu Stirn reichen und dort durch Schraubenmuttern angezogen werden. Fig. 14. Der Bedarf an Gußeisen war für eine Oeffnung mit 3 Rippen 10000 Kilogr., an Schmiedeisen 2550 Kilogr.; für 5 Rippen gäbe dieß 16666 Kil. Guß- und 4250 Kil. Schmiedeisen.

Auf der thüring'schen Bahn bei Weißenfels befindet sich eine schiefe Sprengwerkbrücke von 21 Mtr. Weite. 6 Sprengwerke tragen die Bahn mit den beiden Schienengeleisen. Die Sprengwerke haben 0·045 Mtr. Eisenstärke, sind im mittleren Theil 0·77 Mtr., in den Doppelstreben 0·41 Mtr. hoch und mit 0·18 Mtr.

breiten obern und untern Rändern versehen. Die doppelten Zugstangen sind 0·06 Mtr. stark. Quer über den Sprengwerken liegen 0·015 Mtr. starke mit Rippen versehene Gußplatten, auf welchen eine 0·45 Mtr. hohe Beschotterung ruht. Zwischen je 2 Sprengwerken befinden sich 6 Stemmröhren mit durchgehenden Bolzen.*) Im Ganzen waren zu dieser Brücke 96250 Kil. Guß- und 10650 Kil. Schmiedeisen erforderlich.

§. 80.

Bogenhängwerkbrücken.

Aehnlich wie die Pechmann'schen hölzernen Hängwerke können auch solche aus Gußeisen construirt werden. Auf der badischen Eisenbahn wurden mehrere Hängwerkbrücken von der auf Taf. XVII. Fig. 15 — 18 dargestellten Constructin in Ausführung gebracht. Dieselben haben sich als äußerst solide und practische Constructionen erwiesen, erfordern aber eine sorgfältige Bearbeitung der einzelnen Gußtheile. Drei Hängwerke stehen in einer Oeffnung und tragen ein doppeltes Bahngeleise. Jedes Hängwerk hat in seiner Zusammensetzung viele Aehnlichkeit mit der Construction der Funk'schen Bohlenbogen, indem es aus 2 Lagen von Gußplatten besteht, die sich wechselseitig übergreifen und an den Stoßfugen mit Flantschen und Bolzen verbunden sind; beide Lagen sind dabei noch durch Bolzen gegen einander gepreßt. Für die Spannweite von 6·3 Mtr. haben die Gußplatten 0·42 Mtr. Höhe, 0·045 Mtr. Stärke und sind mit 0·06 Mtr. breiten Nerven versehen. Die Hängeisen sind doppelt und haben einen rechteckigen Querschnitt von 0·06 auf 0·03 Mtr. Die Unterzüge sind von Holz oder Gußeisen und tragen die $\frac{0·42}{0·3}$ Mtr. starken Langschwellen der Bahn.

Eine Brücke mit 2 Oeffnungen erfordert für die 6 Hängwerke 30390 Kil. Guß- und 1726 Kil. Schmiedeisen.

Es unterliegt keinem Zweifel, daß diese Construction auch für Weiten von 10 bis 12 Mtr. mit Sicherheit Anwendung finden kann.

§. 81.

Bogensprengwerke.

Am meisten haben bis jetzt die Bogensprengwerke Anwendung gefunden.

Die älteste Construction der Bogen bei den ersten gußeisernen Brücken Englands bestand darin, daß man mehrere lange schwache Kurven durch radial gestellte Verbindungsstäbe mit einander vereinigte und gewöhnlich die ganze Bogenrippe nur aus 2 Theilen zusammensetzte, die sich im Scheitel gegen eine Schlußplatte stemmten. Darauf folgte eine andere Construction, zuerst bei der Brücke zu Sunderland angewendet, welche sich von der ältesten darin unterschied, daß die concentrischen Kurven eines Bogens nicht mehr eine große Länge hatten, sondern jeder Bogen aus einer ungeraden Anzahl von Segmenten bestand, die, mit den entsprechenden Segmenten der übrigen Bogen vereinigt, durchbrochene Ge-

*) Allgemeine Bauzeitung von L. Förster. 1848.

wölbstücke bildeten, ähnlich wie die Steine eines Gewölbes. Erst hierauf kam diejenige Constructionsart, welche zuerst Rennie bei der Southwarkbrücke anwendete, wobei die einzelnen Bogen aus massiven Segmentplatten gebildet und durch angegossene Flantschen und Bolzen mit einander zu einem Ganzen vereinigt wurden.

Diese letztere Constructionsart hat sich bis auf die neueste Zeit als die einfachste und zweckmäßigste bewährt. Die Bogensegmente lassen sich dabei in der gewöhnlichen Metallstärke von 0·06 Mtr. bis auf 6 Mtr. Länge aus einem Gusse darstellen, und ihre Verbindung zu einem ganzen Bogen läßt sich leicht bewirken; die Bogenschenkelausfüllung kann entweder an die Segmentplatten angegossen oder auf einfache Weise mit denselben verbunden werden; die einzelnen Bogen können durch angegossene Seitennerven eine bedeutende Steifigkeit erhalten; alle Theile der Construction sind nur auf rückwirkende Festigkeit beansprucht und etwaige Stöße auf die Bahn werden auf größere Massen vertheilt, wodurch ein Zerspringen einzelner Theile der Construction verhindert wird.

Solche Bogensprengwerke lassen sich bis zu Spannweiten von 120 Mtr. anwenden, und erhalten in der Regel eine Bogenhöhe gleich $^1/_{10}$ der Weite.

Bei jeder Bogensprengwerkbrücke werden die einzelnen Bogen in Entfernungen von 1·5 bis 2 Mtr. von einander gestellt, indem sie sich mit ihren Enden gegen feste Widerlager oder Pfeiler und zwar nicht direct gegen die Steine, sondern, zur Vertheilung des Drucks, gegen gußeiserne Platten stemmen, die mit dem Mauerwerk durch Bolzen verbunden sind. Eine Hauptsache bleibt es immer, die einzelnen Bogen gut mit einander zu einem System zu vereinigen, was entweder durch Querverbindungsplatten oder durch Stemmröhren und durchgehende Bolzen bewirkt wird, sodann dieses System gegen horizontale Ausbiegungen zu sichern, was man durch gußeiserne Diagonalverstrebungen und Zugstangen von Schmiedeisen erreicht. Die Construction der Fahrbahn einer Bogensprengwerkbrücke pflegt man verschieden anzuordnen, je nachdem dieselbe für eine Straße oder für eine Eisenbahn dienen und je nachdem mehr Holz oder Eisen dazu verwendet werden soll. In England, wo die Eisenpreise im Verhältniß zu den Holzpreisen sehr niedrig stehen, pflegt man allgemein über die Bogenrippen gußeiserne Platten zu legen und mit denselben zu verbolzen; auf diesen Belag kommt entweder für eine Straßenbahn eine Schotterlage oder eine Sandschicht mit einer Steinabpflasterung; für eine Eisenbahn dagegen wählt man entweder zur Unterlage der Querschwellen eine Schotterlage oder es werden direct über die Bogenrippen und zwar auf die Deckplatten starke Langschwellen befestigt, Fig. 3, Taf. XVIII.

Wird vorzugsweise Holz zur Unterlage der Fahrbahn einer Straße gewählt, so werden erst über sämmtliche Bogen in Entfernungen von 0·75—0·9 Mtr. Querbalken gelegt und auf diese folgt ein Bohlenbelag als Unterlage für die Beschotterung oder die Sanddecke mit der Abpflasterung. Bei Eisenbahnbrücken pflegt man entweder zur Unterlage der Langschwellen einen Bohlenbelag zu legen, oder dieselben direct auf die Bogen zu befestigen und die Eindeckung der Brücke zwischen den Schwellen mit Bohlen darzustellen, welche in gewissen Entfernungen auf Querriegeln ruhen. Auf die Stirnträger wird ein Gurtbarren aufgeschraubt, welcher zur Aufnahme des Geländers dient.

Auf Taf. XVI. sind durch die Fig. 23, 24 und 25 drei Bogenbrückchen von 4·8, 7·2 und 8·4 Mtr. Spannweite dargestellt. Die Bogenrippen bestehen aus 3 Stücken und sind mit den Enden so in die Widerlager eingesetzt, daß sie nur einen Vertikaldruck ausüben. Die Querverbindungen sind durch schmiedeiserne Bolzen bewirkt, welche von einem Stirnbogen zum andern reichen und dadurch die einzelnen Rippen von einander halten, daß an sämmtlichen Durchkreuzungen schmiedeiserne Keile eingetrieben sind.

Die Fig. 1—13 geben die Construction der Eisenbahnbrücke über den Grand-Junction-Canal in England. Die Spannweite ist 66 engl. Fuß, die Pfeilhöhe 11′ 9″; Höhe einer Bogenrippe im Scheitel 2′, an den Stützpunkten 2′ 9″; Metalldicke 2″; obere Flantschenbreite 10″, untere Flantschenbreite 6″. Aus Fig. 6 ist die Auflagerung der Bogen auf dem Widerlager und die Querverbindung ersichtlich; die Fig. 10 und 11 zeigen eine Deckplatte; die Fig. 9, 12 und 13 geben die Verbindungen der Streben und Stemmröhren mit den Bogen; aus den Fig. 7 und 8 ist die Befestigung der Gurte und des Geländers ersichtlich. Die Hauptdimensionen mehrerer Bogensprengwerkbrücken sind aus folgender Zusammenstellung zu entnehmen:

Bezeichnung der Brücken.	Anzahl Oeffnungen	Anzahl Bogen in einer Oeffnung.	Spannweite eines Bogens.	Pfeilhöhe.	Höhe des Bogens im Scheitel.	Höhe des Bogens an den Widerlagern.	Metalldicke.	Obere Flantschen-Breite.	Untere Flantschen-Breite.	Bemerkungen.
			Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	
Offenburger-Br. E. B.	2	6	11·4	1·14	0·48	0·48	0·06	0·36	0·12	3 Stücke.
Grand-Junction E. B.	1	6	9·72	1·21	0·60	—	0·063	0·225	0·162	2 "
Midland-Counties E. B.	1	6	14·13	3·63	0·453	—	0·05	0·126	0·15	2 " Eigentliche Bogenhöhe = 0·363.
BirminghamGloucester. E. B.	3	6	18·23	1·71	0·9	—	0·069	0·25	0·35	3 Stücke.
London Birmingham. E. B.	1	6	19·8	3·57	0·63	0·87	0·06	0·3-	0·18	3 "
Midland-Counties E. B.	3	6	30·3	3·0	0·9	0·9	0·075	0·24	0·24	3 "
Manchester-Birmingham. E. B.	1	6	39·1	3·64	0·9	1·2	0·063	0·18	0·18	9 " Entfernung der Rippen 1·78.
Trentbr. Staffortshire-Straße.	1	5	42·0	4·2	0·9	0·9	0·06	0·21	0·21	7 Stücke. Durchlaufende Querplatten an den Stoßfugen. Entfernung der Rippen 1·73.
Strasburg-Basel. E. B.	3	6	4·8	0·39	0·3	—	0·036	0·21	—	1 Stück.
Nordbahn in Frank-	1	4	30·6	3·6	0·79	0·79	0·045	—	—	Elliptische Röhren von 0·51 Lichthöhe und 0·27 Weite.
[illegible]	[illegible]	7	18·0	1·66	0·84	0·84	0·062	—	—	3 Stück. Entfernung der Rippen 1·5 Mtr.
[illegible]	[illegible]	[illegible]	47·7	4·9	0·86	0·86	0·035	—	—	Elliptische Röhren. Entfernung der Rippen = 2·8 Mtr.

§. 82.

Bogenhäng- und Sprengwerkbrücken.

Reine Hängwerke für größere Spannweiten als 10 bis 15 Meter haben immer den Nachtheil, daß sie wegen ihrer freien Stellung der einzelnen Tragrippen wenig Stabilität besitzen, und bezüglich auf horizontale Schwankungen am wenigsten Sicherheit gewähren; wenn daher noch einiger Raum zwischen Hochwasser und Bahn vorhanden ist, erscheint es immer zweckgemäß, denselben zu benützen und die Tragrippen noch zum Theil unter die Fahrbahn greifen zu lassen, oder das Hängwerk in ein Häng- und Sprengwerk zu verwandeln.

Das Bogenhäng- und Sprengwerk läßt verschiedene Anordnungen zu, der Bogen kann entweder isolirt zwischen beiden Widerlagern aufgestellt sein, wobei die Fahrbahn theilweise auf ihn gestützt und theilweise an ihn angehängt ist; oder es kann derselbe von einem horizontalen Barren durchkreuzt werden und mit diesem eine Tragrippe bilden, an welche alsdann die Fahrbahn angehängt wird.

Die erstere Anordnung ist weniger für Eisenbahnbrücken geeignet, pflegt dagegen in England bei Straßenübergängen bis zu Spannweiten von 120 engl. Fuß angewendet zu werden. Die im Jahr 1827 zu Leeds ausgeführte Bogenhäng- und Sprengwerkbrücke hat eine Spannweite von 120 Fuß, die Pfeilhöhe des Bogens ist 24′ und der Scheitel desselben liegt 11½′ über der Fahrbahn. 2 Bogen von 16 Zoll Höhe und 10 Zoll mittlerer Dicke tragen die 27′ breite Fahrbahn mit den beiderseitigen 5′ breiten Trottoirs. Jeder Bogen besteht aus 4 einzelnen Stücken, die durch versteckte Dübel mit Keilen verbunden sind. Auf gußeisernen Unterzügen, die von 5 zu 5′ mittelst Hängeisen an die Bogen angehängt und mittelst gußeiserner Stützen auf dieselben gestützt sind, ruhen die Längenbalken der Fahrbahn, welch letztere aus einer doppelten Bohlenlage besteht.

Für Eisenbahnbrücken giebt man den Bogenrippen entweder die Construction Taf. XVI. Fig. 21 und 22 oder Taf. XVIII. Fig. 14 und 15. Beide Constructionen sind auf der badischen Eisenbahn an den Stellen, wo dieselbe den Elzfluß überschreitet, mit gutem Erfolg in Ausführung gekommen, besonders hat sich die letztere als äußerst solid und sicher erwiesen.

Die Brücken mit den Trägern, Fig. 21 Taf. XVI., haben jede 2 Oeffnungen von 12 Mtr. Weite. In jeder Oeffnung sind 3 Träger, welche sich mit ihren Stützpunkten 1·35 Mtr. unter der Bahn befinden und in der Mitte des Zwischenpfeilers gegen einander stoßen.

Die Auflagerungsplatten der Bogenenden sind horizontal und vertikal, und ruhen auf gußeisernen Mauerplatten. Jede Tragrippe besteht aus 3 Stücken, welche mittelst Flantschen und Bolzen vereinigt sind. An sechs Punkten der obern Bogennerve sind die Rippen durchbohrt, um die Bolzen für die Hängstangen, an welchen die gußeisernen Unterzüge hängen, aufzunehmen. Die Achse der Brücke macht mit der Flußachse einen Winkel von 80° und die Unterzüge sind parallel mit den Widerlagern an je 6 Hängeisen befestigt. Zur Vermeidung horizontaler Schwingungen der Brücke bei dem Darüberrollen der Locomotiven sind noch gußeiserne Windstreben angebracht. Die Hauptdimensionen einer solchen Brücke sind:

Freie Weite einer Rippe	12	Mtr.
Entfernung der Rippen von Mitte zu Mitte	3·81	„
Ganze Länge einer Rippe	13·56	„
Länge des Mittelstücks	4·35	„
Ganze Höhe der Rippe in der Mitte	1·08	„
Eisenstärke	0·06	„
Verstärkungsnerven . . . . 0·033 Mtr. hoch	0·048	„ breit.
Breite der Verbindungsflantschen	0·126	„
Länge der Auflagerungsplatten	0·75	„
Breite „ „	0·42	„
Stärke der Hängstangen . . . . . . 0·06 auf	0·045	„
„ der Bolzen	0·06	„
„ „ „ an den Flantschen	0·021	„
und	0·03	„
Höhe der Unterzüge in der Mitte	0·495	„
Stärke derselben	0·054	„
Entfernung der Unterzüge	1·56	„
Stärke der Langschwellen	$\frac{0·3}{0·3}$	„
Bedielung	0·06	„

Aus den Fig. 21ᵃ und 21ᵇ sind die Querschnitte an verschiedenen Punkten eines Trägers ersichtlich.

Eine solche Brücke mit 2 Oeffnungen erforderte 79494 Kil. Guß- und 6594 Kil. Schmiedeisen.

Die Elzbrücke bei Serau hat die Träger Fig. 14 und 15, Taf. XVIII. Die Achse der Brücke schneidet die Mittellinie des Elzflusses unter einem Winkel von 74° 14′. Die Brücke hat 3 gleiche Oeffnungen, jede von 14·121 Mtr. Lichtweite. In jeder Oeffnung befinden sich 3 Tragrippen, wovon jede einzelne einen von zwei horizontalen Barren durchschnittenen Bogen bildet, dessen Anfänge 1·71 Mtr. unter der Bahnoberfläche liegen, und dessen größte Bogenhöhe 2·4 Mtr. beträgt.

Die Pfeiler haben eine Höhe von 3·75 Mtr. und eine Stärke an den Bogenanfängen von 1·8 Mtr. Die Stärke der Widerlager beträgt 2·4 Mtr.

Die Construction der Träger ist wesentlich von der allgemein üblichen verschieden. Am besten wird man sich davon eine Vorstellung machen können, wenn man sich denkt, daß die ganze Tragrippe ihrer Länge nach in 2 symmetrische Theile gespalten ist, wovon jeder Theil wieder aus mehreren Segmenten besteht, die in der Art aneinander gefügt sind, daß die Fugen der Segmente der einen Hälfte immer in die Mitten der Segmente der andern Hälfte fallen und somit ein wechselseitiges Uebergreifen der einzelnen Theile stattfindet. Sowohl die einzelnen Segmente, an deren Enden elliptische Flantschen angegossen sind, als die beiden Halbrippen werden mittelst schmiedeiserner Bolzen zusammen befestigt, Fig. 14 und 15. Diejenigen Theile der Tragrippe, welche sich an die Widerlager und Pfeiler anschließen, sind nicht gespalten, sondern bestehen aus einem Stücke, wel-

ches sich in eine in den Winkel gebogene elliptische Flantsche endigt, wie der Schnitt Fig. 23 bei bc Fig. 14 zeigt. Auf diese Flantsche stemmt sich das dem untern Barren und dem Bogen gemeinschaftliche Gußstück bpohic und ein anderes diesen Theil ergänzendes Gußstück bghklmnic; der Theil mnde ist massiv aus einem Stück. Fig. 22 ist ein Schnitt bei ig und Fig. 24 ein solcher bei de. An den obern Theil der in Winkel gebogenen Flantsche ig stemmt sich ein weiteres hälftiges Bogenstück htslmni; an die Halbflantsche bei kl stößt ein weiteres Bogenstück koul und an die Halbflantsche bei st das Bogenstück stk'l'. Von hier aus sind die Gußstücke dieselben, wie auf der andern Seite, nur daß die gleichen Stücke nicht auf ein und derselben Hälfte sich befinden. Eine aufmerksame Betrachtung der Fig. 14 und 15 wird diese Art der Zusammensetzung eines Trägers vollständig klar machen und wird zeigen, daß derselbe aus 16 Stücken besteht, wovon 12 hälftig und 4 massiv sind. Die Fig. 25 zeigt den Schnitt yz der Fig. 14. Es ist nicht zu läugnen, daß den Trägern durch diese Zusammensetzungsart eine große Seitensteifigkeit gegeben und der Guß dadurch erleichtert wurde, daß man nur kleinere Gußstücke annahm, die sich im Falle eines Zerspringens auch leicht durch neue ersetzen lassen; allein es bedingt dieselbe eine äußerst sorgfältige genaue Bearbeitung der einzelnen Theile und ist somit etwas kostspielig. Zu sämmtlichen Trägern der Elzbrücke waren 138717·5 Kil. Gußeisen erforderlich. Jede Tragrippe hat 9 doppelte schmiedeiserne Hängeisen, von denen 7 in cylindrische mit Gewinden versehene Stäbe endigen, wie die Fig. 18 zeigt. Sämmtliche Hängeisen der Brücke erforderten 7275 Kil. Schmiedeisen. Durch je 2 Hängeisen gehen 2 schmiedeiserne 0·06 Mtr. starke Bolzen und es wiegen die Bolzen für sämmtliche 9 Rippen 1291 Kil. An den 3 Trägern einer Oeffnung sind im Ganzen 7 Unterzüge angehängt, welche im Grundriß die Form Fig. 17, bei ab, cd und ef, die Schnitte Fig. 21, 20 und 19 haben. Diese Unterzüge sind übrigens nicht parallel mit den Widerlagern, sondern stehen senkrecht auf der Brückenachse und vertreten so gewissermaßen auch die Stelle der Windstreben. Das Gewicht sämmtlicher Unterzüge der 3 Oeffnungen beträgt 14293 Kil. Die Eindeckung der Brücke ist aus der Fig. 16 ersichtlich. Gesammtbaukosten 180,000 Francs.

§. 83.

Röhrenbrücken.

Wie schon in der Einleitung zu diesem Abschnitte erwähnt, hat Reichenbach die erste Röhrenbrücke im Jahr 1824 zu Braunschweig über einen Arm der Oker in Ausführung gebracht und in seiner Theorie über die Röhrenbrücken im Allgemeinen Entwürfe für kleine und große Spannweiten angegeben. Nach dem Muster der Braunschweiger Brücke wurde alsdann die Brücke über den Hammerstrom bei der Eisenhütte zu Peitz gebaut, von der auf Taf. XIX. die zur Erklärung der Construction nöthigen Zeichnungen in den Fig. 22 bis 29 gegeben sind. Dieselbe hat eine Oeffnung von 10·9 Mtr. Weite und ist 4·49 Mtr. breit. Die Bahn wird durch 4 Bogenrippen getragen; jede besteht aus 7 Röhrenstücken von 1·5 Mtr. Länge. Der Halbmesser der Bogen ist 17·67 Mtr., die Verdrückung

nahe $^1/_{11}$. Der äußere Röhrendurchmesser ist 0·21 Mtr., die Eisendicke 0·026 Mtr. und der Durchmesser der Flantschen 0·365 Mtr. Die Bogen stemmen sich gegen gußeiserne, an das Mauerwerk verankerte Platten und sind mit denselben durch Schrauben verbunden. Der Brückenweg besteht aus gußeisernen Platten, jede 0·41 Mtr. breit und 0·026 Mtr. stark mit Verstärkungsrippen versehen. Die geraden Barren a, Fig. 25, worauf die Platten ruhen, sind von Schmiedeisen und werden von gußeisernen Pfosten b, Fig. 27, unterstützt. Die Querverbindungen sind ganz von Schmiedeisen. Das Geländer sitzt nach Fig. 29 auf den Seitenplatten, welche die von Lehm und Kies gefertigte Fahrbahn begränzen, und die hohlen Geländerpfosten sind an der innern Seite mit 2 Schrauben auf die Belagplatten festgeschraubt, von der äußern Seite aber werden sie sowohl, als die auf den Stirnen angebrachten Verkleidungsplatten t, durch die Zwingen Fig. 28 festgehalten. Das Gewicht sämmtlicher Gußtheile ist 22200 Kil., das der Schmiedeisentheile 3300 Kil.

Für größere Spannungen nahm Reichenbach 2 Röhren, wie Fig. 30, und vereinigte solche unter sich wie mit den benachbarten Trägern durch kurze angeschraubte Röhrenstücke. Fig. 31.

Diese Reichenbach'schen Röhren wurden später auch für Hängwerke benützt und es war zuerst eine Eisenwerkgesellschaft in Ungarn, welche im Jahr 1837 eine größere Hängwerkbrücke über den Wildstrom Cserna bei Mehadia und später eine solche zu Karansebes über den Temesfluß, welche jedoch im Jahr 1843 durch ein Hochwasser wieder zerstört wurde, zur Ausführung brachte. *) Erstere hat eine Spannweite von 133 $^1/_2$ Wiener Fuß bei einer Pfeilhöhe der Bogen von 15 Fuß, letztere dagegen war 180 Fuß weit gespannt bei einer Bogenhöhe von 21′ 3″ und hatte 8 Tragbogen, wovon jeder aus 94 in der Achse 2 Fuß langen Röhren aus Gußeisen von 10 Zoll Durchmesser und $^1/_2$ Zoll Eisenstärke zusammengesetzt war. Jede Röhre hatte 2 ringförmige Stoßscheiben von 3″ Breite, 16″ Durchmesser und $^3/_4$″ Dicke und war mit einer abwärts gerichteten Rippe in gleicher Höhe und Dicke der vorstehenden Scheibe versehen. Je 2 Bogen standen an den Rändern der Bahn und die 4 mittlern Bogen begränzten die beiden Fahrbahnen und ließen zwischen sich Raum für den Fußweg. Der Seitenschub wurde durch schmiedeiserne Spannketten aufgehoben, welche die Sehne des Bogens bildeten. Zwischen den Bogen und Spannketten war ein System von sich kreuzenden, übereinander genieteten 1 $^1/_2$ Zoll breiten und 5 Linien starken Eisenstäben, auch die absteifende Querverbindung über den Fahrbahnen und dem Fußwege war auf ähnliche Art construirt. Die Brückenbahn bestand aus $^9/_8$zölligen Längen- und Querträgern mit einem 6zölligen Bohlenbelag und wurde durch Windstreben gegen horizontale Ausbiegungen gesichert. Wenn gleichwohl der Einsturz dieser Brücke den zu schwachen Dimensionen der Röhren zugeschrieben wird, so kann dieses Hängwerksystem doch um so weniger Vertrauen einflößen, als auch die stärkere

Mitte unterstützt werden mußte und

eine zweckmäßige und solide ist,

1849.

indem bei jeder ungleichförmigen Belastung der Bahn ein Bestreben zur Biegung der Bogen eintritt, und folglich ein Absprengen der Stoßscheiben zu gewärtigen steht.

Die Nachtheile, welche alle Reichenbach'schen Röhren haben und die darin bestehen, daß dieselben aus zu vielen kurzen Stücken zusammengesetzt sind; daß ferner durch das Anziehen der Schrauben an den Stoßscheiben eine ungleichförmige Spannung in sie gebracht wird und dabei auch durchaus keine Regulirung möglich ist, sind Ursache, warum man in neuerer Zeit keine Anwendung mehr von ihnen gemacht hat.

Der französische Ingenieur Polonceau erkannte die Mängel der Reichenbach'schen Röhren wohl und gab denselben daher eine andere und zwar sehr sinnreiche Construction. Den kreisförmigen Querschnitt ersetzte er durch einen elliptischen und erreichte so den Vortheil, daß die Röhre bei gleicher Masse mehr Widerstand gegen Ausbiegung in vertikaler Richtung darbot; die Stoßscheiben ließ er wegfallen, machte dagegen die Röhrenstücke oder Segmente nur hälftig und versah sie mit fortlaufenden Rändern für die Verbindungsbolzen; um gleiche Stärke und gleiche Spannung in der ganzen Röhre zu erhalten, verschob er die Segmente beider Halbröhren so gegeneinander, daß die Fugen sich kreuzten, und brachte schmiedeiserne Keile in die letztern, durch welche der Bogen, bevor man die Schraubenbolzen in den fortlaufenden Rändern anzog, zuerst verspannt werden konnte.

Die erste Brücke, welche Polonceau mit solchen Röhren erbaute, ist die Carroussel-Brücke zu Paris. *) Taf. XIX. Dieselbe hat 3 gleiche Oeffnungen von 47·67 Mtr. Weite, wovon die mittlere durch Fig 1 dargestellt ist. In jeder Oeffnung stehen 5 Bogen, welche eine Pfeilhöhe von 4·9 Mtr. haben und deren Querschnittsform aus Fig. 11 hervorgeht. Die Dimensionen des Röhrenquerschnitts wurden so angenommen, daß der große innere Durchmesser der Ellipse 0·58 Mtr. und der kleinere 0·33 Mtr., die Metalldicke 0·035—0·04 Mtr. und die Höhe des Querschnittes mit den Flantschen 0·88 Mtr. beträgt. Die Länge der einzelnen Segmente ist 4·35 Mtr. und ihr Gewicht 1227 Kilogr. In jeder Röhre befindet sich ein hölzerner Kern, welcher aus 9 Bohlen von Tannenholz besteht, die mittelst Bolzen gegeneinander gepreßt werden. Dieser Kern sollte den Zweck haben: die Zusammensetzung des Bogens zu erleichtern und gewissermaßen bei vorkommenden Reparaturen als Lehrgerüst zu dienen, sodann die Festigkeit der Röhre zu vergrößern und sie auch gegen seitliche Ausbiegungen und Vibrationen steifer zu machen. Die Enden der Röhren liegen auf gußeisernen Fußplatten, Fig. 7, 8, 9 und 10, welche ihrerseits wieder, zur Vertheilung des Drucks auf eine größere Fläche, auf gußeisernen Lagerplatten aufliegen, die in den Stein eingelassen sind. Zur Regulirung des Bogens sind die Keile s, s unterlegt. Um bei der Zusammensetzung der Röhren sicher zu gehen und zugleich um eine Verschiebung beider Röhrenhälften der Länge nach zu ge-

---

*) Notice sur le nouveau système de ponts en fonte, suivi dans la construction du Pont du Carroussel, par A. Polonceau. Paris 1839.

statten, wurden die Bolzenlöcher der Segmente der einen Hälfte oval gegossen, währenddem die Flantschen der Segmente der andern Hälfte vollgegossen wurden. Hatte man nun alle Segmente an den Kern auf dem dazu vorbereiteten Lehrgerüste angelegt und mit einigen Bolzen provisorisch befestigt, so trieb man erst alle Keile k, k, Fig. 12, zwischen den Stoßfugenflächen an und gab dem Bogen seine richtige Stellung und Spannung, alsdann wurden erst die übrigen Bolzenlöcher an den vollgegossenen Rändern gebohrt, sämmtliche Bolzen durchgesteckt und fest angezogen. Bei dem Antreiben der Keile k, k an sämmtlichen Stoßfugenflächen erhob sich die 30000 Kilogr. schwere Röhre etwas von dem Lehrgerüst, so daß die Ausrüstung dadurch wesentlich erleichtert wurde. Den Raum zwischen dem Holzkern und der innern Fläche der Röhre füllte man mit einer Pechmasse aus. Es wurde sofort an die Querverbindungen geschritten. Diese haben immer zweierlei Kräften zu widerstehen: 1) einer Pressung, wenn ein Bogen das Bestreben hat, sich dem andern zu nähern; 2) einem Zug, wenn sich die Bogen von einander entfernen wollen. Für die Pressung wählte man die gußeisernen Stemmröhren t, t, Fig. 3, für den Zug die schmiedeisernen Bolzen s, s, für Verhinderung von Seitenausbiegungen die gußeisernen Streben r, r. Sowohl die Stemmröhren als die Streben konnten mit Keilen regulirt werden, bevor man die Bolzenmuttern anzog.

Die Last der Brückenbahn wird durch gußeiserne Ringe, Fig. 1 und 12, dem Tragbogen mitgetheilt. Damit aber diese Ringe an ihrer Stelle beharren, sind neben den Berührungsstellen derselben auf den Bogen kleine gußeiserne Walzen unterlegt, welche mit einem schmiedeisernen Bande zusammengehalten werden, Fig. 13. Um aber auch eine Zusammenschiebung der Ringe zu verhindern, sind sie durch Gußstücke getrennt, welche mit einem durch diese letztern und die Wände der Ringe hindurch gehenden Bolzen festgehalten werden, Fig. 12. Gegen den Scheitel der Bogen hin können keine Ringe mehr angewendet werden, es sind daher massive Rollen unterlegt und zugleich zur Verbindung der Längenträger der Bahn mit den Bogen schmiedeiserne Bügel x, x, Fig. 5 und 6, angebracht. Das Gewicht sämmtlicher Ringe eines Bogens ist 9350 Kilogr.

Die Construction der Bahn, ihre Befestigung mit den Röhren geht aus den Fig. 1, 2 und 4 deutlich hervor, nur dürfte noch bemerkt werden, daß die untere Fläche der Längenträger mit einer gußeisernen Platte versehen ist, um ein Eindrücken der Ringe in das Holz zu verhindern; sodann, damit die Stöße, welche die Fahrbahn treffen, nicht nachtheilig auf die Ringe einwirken, kleine Klötzchen von hartem Holz unterlegt und an die erwähnte eiserne Platte befestigt sind, und endlich zur Verhinderung einer Verschiebung der Ringe und Erzielung einer breiteren Auflagerung der Längenträger an den Berührungsstellen kleine Walzen unterlegt sind, ähnlich wie Fig. 13.

Die Widerlager und Pfeiler der Brücke sind auf Béton gegründet. Bei erstern liegt der Béton 1 Mtr. unter dem Niederwasser, hingegen bei den Pfeilern wurde zuerst eine starke Spundwand hergestellt, die Sohle auf einen halben Mtr. vertieft und die Bétonmasse bis in die Höhe des Niederwassers eingelegt. Die Höhe der Widerlager von dem Béton bis an die Bogenanfänge ist 2·6 Mtr.,

ihre Stärke 10·5 Mtr. Die Höhe der Pfeiler ist 4·4 Mtr. und ihre Dicke in der Höhe der Bogenanfänge 4 Mtr., über denselben aber nur 3 Mtr.

§. 89.

Vervollkommnungen der Polonceau'schen Röhrenbrücken.

Bei den nach dem Muster der Carrousselbrücke erbauten Brücken zu Corbeil, St. Cloud, Louviers u. a. m. hat Polonceau mehrere Verbesserungen angebracht, welche sich theils auf die Form und Zusammensetzung der Röhren, theils auf die Querverbindungen und theils auf die Auflagerungen der Ringe auf den Röhren beziehen. Um den Röhren mehr Seitensteifigkeit zu geben, erhielt nämlich der Querschnitt die Form Fig. 20 und Fig. 14. Dadurch konnten die Ringe der Bogenschenkelausfüllung direct auf die fortlaufenden Flantschen der Röhre gesetzt werden, wie ebenfalls aus Fig. 20 ersichtlich ist, und es war möglich, die untergeschobenen kleinen Walzen auf die durch die Fig. 15, 16, 17 und 18 dargestellte solidere Weise mit einander zu vereinigen. Bei Röhren für Eisenbahnbrücken hält es Polonceau für zweckmäßig, den einzelnen Segmenten Stoßflantschen zu geben, wie Fig. 14 zeigt. Die Bolzen an diesen Stoßflantschen sollen aber erst angezogen werden, wenn keine Verschiebungen in der Röhre mehr möglich, d. h. alle Keile k, k, Fig. 14, fest angetrieben und alle Bolzen in den fortlaufenden Rändern der Röhre angezogen sind. Da nun spätere Verschiebungen der Röhrenhälften nicht ganz verhindert werden, wenn der eine Theil ovale Schraubenlöcher hat, so pflegt man auch dermalen dieselben stets kreisrund zu machen.

Der Holzkern wurde bei den neuern Brücken weggelassen, da es sich zeigte, daß er zur Vermehrung der Festigkeit des Bogens nichts beiträgt.

Die Art der Befestigung der Querverbindungsstücke an die fortlaufenden Ränder der Röhren ist hauptsächlich eine fehlerhafte, weil die Röhren gerade an ihren schwächsten Theilen gefaßt sind; weit besser ist es, die Verstrebungen gegen die Mitte der Röhrenstücke gehen zu lassen und zu diesem Behufe besondere Backenstücke anzuschrauben.

Was endlich die Auflagerung der Bahn auf die Ringe betrifft, so hat man auch hier eine Abänderung dahin getroffen, daß statt der fortlaufenden Gußplatte an dem Längenträger, nur an den Berührungsstellen desselben kurze Gußstücke angeschraubt sind, welche Ränder haben und auch mit den Ringen selbst verschraubt werden können, wobei aber, um dem Ring eine kurze Bewegung um seine Achse zu gestatten, einem Theil ovale Löcher gegeben werden müssen.

Mit allen den angeführten Vervollkommnungen glaubt Polonceau seine Röhrenbrücken für Bogenöffnungen von 48 Mtr., selbst wenn sie für eine Eisenbahn bestimmt sind, mit Sicherheit anwenden zu können; nur geht sein Vorschlag alsdann dahin, die Röhren theilweise über die Bahn greifen zu lassen, um die Schwingungen der Brücke zu verhindern, und ihnen statt $^1/_{10}$, $^1/_8$ Verdrückung zu geben. Für eine Bahn mit 2 Geleisen werden 6 Röhren angenommen. *)

---

*) Allgemeine Bauzeitung von L. Förster. 1845.

§. 85.

a) Barrenbrücken.

Das Widerstandsmoment eines Barrens ist verschieden, je nach der Form des Querschnitts. Hat der Barren im Querschnitte die einfache T-Form (Fig. 47 Taf. II. der Allgem. Baukunde) und

ist die Höhe desselben	h
„ Metallstärke	b_1
„ Flantschenbreite	b
„ Flantschenstärke	h_1
der Abstand der neutralen Achse von der obern Kante	z;

so hat man:

$$z = \tfrac{1}{2}\,\frac{b_1 h^2 + b h_1{}^2 - b_1 h_1{}^2}{b_1 h + b h_1 - b_1 h_1} \text{ und}$$

das Widerstandsmoment:

$$\varrho = \frac{R_1}{3z}\left\{.\,b z^3 - (b - b_1)(z - h_1)^3 + b_1 (h - z)^3\right\}$$

worin R_1 den Widerstandscoefficienten für Gußeisen bedeutet.

Setzt man nun $h = 6\,b_1$

$b = 4\,b_1$

$h_1 = 0{\cdot}6_1$, so wird

$z = 2{\cdot}3769\,b_1$ und

$$\varrho = \frac{R_1}{3}\,.\,35{\cdot}52\,b_1{}^3.$$

Nach den von dem Verfasser angestellten Versuchen und Berechnungen mit Barrenbrücken der badischen Eisenbahn *) hat sich der Werth von R_1 zu 3000000 Kil. ergeben und es ist somit

$$\varrho = 35520000\,b_1{}^3.$$

Liegt der Barren mit beiden Enden frei auf den Widerlagern und ist die lichte Entfernung der letztern $= l$; das Gewicht des Barrens für den laufenden Meter $= p$; die Last in der Mitte des Barrens $= P$, so hat man:

$$\left(P + \frac{pl}{2}\right)\frac{l}{4} = 35520000\,b_1{}^3$$

und

$$b_1 = \sqrt[3]{\frac{\left(P + \frac{pl}{2}\right)\frac{l}{4}}{35520000}}. \tag{1}$$

Für $l = 3$ Mtr.; $p = 250$ Kil.; $P = 5700$ Kil. wird $b_1 = 0{\cdot}05$ Mtr., folglich $h = 0{\cdot}3$ Mtr.; $b = 0{\cdot}2$ Mtr.; $h_1 = 0{\cdot}03$ Mtr.

Die Formel (1) gibt gute Resultate für alle Barren, welche nicht über 3·6 Mtr. frei aufliegen; sobald die lichte Entfernung der Widerlager größer wird,

*) Die gußeisernen Brücken der badischen Eisenbahn 2c. von M. Becker, Carlsruhe 1847.

nehme man $h = 8\,b_1$

$b = 4\,b_1$

$h_1 = 0{\cdot}6\,b_1$ und man erhält:

$z = 3{\cdot}32\,b_1$ folglich

$$b_1 = \sqrt[3]{\frac{(P + \frac{p\,l}{2})\frac{l}{4}}{56760000}} \tag{2}$$

Für $l = 6$ Mtr.; $p = 280$ Kil.; $P = 9500$ Kil. wird $b_1 = 0{\cdot}064$ Mtr., folglich $h = 0{\cdot}512$ Mtr.; $b = 0{\cdot}256$ Mtr.; $h_1 = 0{\cdot}0384$ Mtr.

Hat der Barren im Querschnitte die doppelte T-Form und ist h die Höhe desselben; b die Breite der obern und untern Flantschen; b_1 die Metallstärke; h_1 die lichte Höhe zwischen den Flantschen, so hat man:

$$\varrho = \frac{R_1}{6\,h}\left\{b_1\,h_1{}^3 + b\,(h^3 - h_1{}^3)\right\}.$$

Für $h = 6\,b_1$

$b = 3\,b_1$

$h_1 = 4{\cdot}5\,b_1$ wird

$\varrho = 38790000\,b_1{}^3$ daher

$$b_1 = \sqrt[3]{\frac{(P + \frac{p\,l}{2})\frac{l}{4}}{38700000}} \tag{3}$$

b) Bogenbrücken.

Die gußeisernen Träger einer Bogenbrücke können auf zweierlei Art berechnet werden; man kann annehmen, daß in allen Punkten des Bogens nur ein Druck nach der Tangente stattfindet, und bemißt alsdann den Querschnitt desselben nach dem an den Stützpunkten vorhandenen Drucke, da dieser am größten ist. Diese Annahme gilt besonders für solche Träger, bei welchen die Bogenwinkelausfüllung an den Bogen angegossen oder fest mit demselben verschraubt wird. Die zweite Art der Berechnung setzt voraus, daß der Bogen ein ursprünglich gebogener elastischer Körper sei und geschieht deßhalb auch nach denselben Formeln, welche für die Berechnung der Querschnittsdimensionen hölzerner Bogen in Anwendung kommen; sie eignet sich für solche Fälle, bei denen die Träger aus gußeisernen Bogenrippen bestehen, welche die Bahn tragen, sei es indem sich dieselbe auf den Bogen stützt oder an den letztern anhängt.

Erste Art der Berechnung.

Es sei: X die halbe Spannweite;

Y die Pfeilhöhe des Bogens;

ϱ der Radius der mittlern Bogenlinie;

ψ der halbe Centriwinkel;

e die Entfernung zweier Bogen von Mitte zu Mitte;

P die Gesammtlast, welche auf einen Bogen gleichförmig vertheilt ist, einschließlich des Eigengewichtes;

T der größte Druck nach der Richtung der Tangente an den Stützpunkten;

R_1 die größte zusammendrückende Kraft, welche dem Material auf die Flächeneinheit des Querschnitts zugemuthet werden darf,

at man:

$$T \sin \psi = \frac{P}{2}; \; T = \frac{P}{2 \sin \psi};$$

nun ist $\sin \psi = \frac{X}{\varrho}$ und

$$\varrho = \frac{X^2 + Y^2}{2Y} \text{ daher}$$

$$\sin \psi = \frac{2XY}{X^2 + Y^2}; \text{ folglich}$$

$$T = \frac{P}{4} \cdot \frac{X^2 + Y^2}{XY}. \tag{a}$$

Das Totalgewicht P zerfällt:

1) in das Gewicht der Fahrbahn;
2) „ „ „ der zufälligen Belastung;
3) „ „ „ der Bogenwinkelausfüllung;
4) „ „ „ des Bogens selbst.

eutet: p das Gewicht der Fahrbahn für einen □Mtr.;
p_1 „ „ „ zufälligen Belastung „
2λ die Länge des Bogens vom Halbmesser ϱ;
π das Gewicht eines Kubikmeters Gußeisen;
w den Bogenquerschnitt,

at man die Gewichte, welche auf den halben Bogen kommen:

Gewicht der Fahrbahn $= p.e.X$;
„ „ zufälligen Belastung $= p_1\,e.X$;
„ „ Bogenwinkelausfüllung $= m.X.Y$, worin m eine durch Erfahrung zu bestimmende Zahl ist.
Gewicht des halben Bogens $= \lambda\, w\, \pi$ oder $= K\,X\,w\,\pi$; wenn für λ, KX gesetzt wird. Man hat daher:

$$\frac{P}{2} = X \left\{ e\,(p + p_1) + m.Y + K\,w\,\pi \right\}.$$

Diesen Werth in die Gleichung (a) substituirt, gibt:

$$T = \frac{X^2 + Y^2}{2Y} \left[e\,(p + p_1) + m\,Y + K\,w\,\pi \right].$$

Dieser Druck muß gleich R_1 w sein, folglich hat man die Gleichung:

$$R_1\, w = \frac{X^2 + Y^2}{2Y} \left[e\,(p + p_1) + m Y + K\,w\,\pi \right]$$

b die Querschnittsfläche

$$w = \frac{(X^2 + Y^2) . \left\{ e\,(p + p_1) + m\,Y \right\}}{2\,Y R_1 - K\pi\,(X^2 + Y^2)}. \tag{4}$$

Werthe von R_1, m, k, π, p und p_1.

Bei Straßen- und Canalbrücken, wo keine heftigen Stöße vorkommen, kann Mittel der Werth von R_1 zu 2500000 Kil. per □Mtr. angenommen

werden; bei Eisenbahnbrücken hingegen findet man, daß dieser Werth höchstens 1400000 bis 2000000 Kil. beträgt, je nachdem die Spannweiten klein oder groß sind.

Die Werthe von m ergeben sich durch Berechnung des Gewichtes der Bogenwinkelausfüllung verschiedener bestehender Brücken verschieden, je nach der Größe der Spannweiten und der Verdrückung der Bogen.

Für Verdrückungen von $^1/_{16}$ bis $^1/_{10}$ findet man

bei Spannweiten von 6—10 Mtr. $m = 400$
" " " 10—20 " $m = 320$
" " " 20—30 " $m = 250$
" " " 30—40 " $m = 180$

Bei Polonceau'schen Röhrenbrücken hingegen ergibt sich . . . . $m = 40$

Die Verhältnißzahl aus der Länge des Bogens in die Sehne desselben oder $\frac{\lambda}{X} = K$ ergibt sich:

für $^1/_8$ Verdrückung $K = 1{\cdot}041$
" $^1/_{10}$ " $K = 1{\cdot}026$
" $^1/_{12}$ " $K = 1{\cdot}018$

Der Werth von π ist 7200 Kil. gleich dem Gewicht eines Cubikmeter Gußeisen.

Der Werth von p wechselt zwischen 400 und 950 Kil. und richtet sich nach der Construction der Fahrbahn. Bei kleinern Eisenbahn- und Straßenbrücken kann man $p = 450$ Kil. setzen, wenn aber die Brücke eine gußeiserne Eindeckung hat, worauf entweder eine Schotterlage oder eine 0·45 bis 0·6 Mtr. hohe Sandschicht mit Steinabpflasterung ruht, dann ist $p = 900$ bis 950 Kil. Bei Polonceau'schen Röhrenbrücken genügt es, $p = 600$ bis 650 Kil. anzunehmen.

Die zufällige Belastung p_1 ist, wenn ein Menschengedränge vorausgesetzt wird, höchstens 280 Kil. per □Mtr.; in Frankreich rechnet man meist nur 200 Kil. Für eine Eisenbahnbrücke muß der Werth von p, unter Annahme des ungünstigsten Falles, besonders berechnet werden, wird aber im höchsten Falle auf 300 bis 400 Kil. per □Mtr. steigen.

Als Rechnungsbeispiel wählen wir die Trentbrücke in England. Für dieselbe hat man die Werthe:

$X = 21$ Mtr.; $Y = 4{\cdot}2$ Mtr.; $e = 1{\cdot}73$ Mtr.; $m = 180$; $R_1 = 2500000$ Kil.; $\pi = 7200$ Kil.; $K = 1{\cdot}062$ für $^1/_{10}$ Verdrückung; $p_1 = 280$ Kil.; $p = 906$ Kil., und wegen der Querverbindungen 920 Kil.

Durch Substitution in die Gleichung (4) ergibt sich:

$$w = 0{\cdot}0742 \text{ □Mtr.},$$

während es in der Wirklichkeit 0·0765 □Mtr. sind.

Für die Carrousselbrücke in Paris hätte man: $w = 0{\cdot}076$ □Mtr.; $X = 23{\cdot}85$ Mtr.; $Y = 4{\cdot}9$ Mtr.; $e = 2{\cdot}8$ Mtr.; $m = 40$ Mtr.; $K = 1{\cdot}026$; $\pi = 7200$; $p = 650$ Kil.; $p_1 = 280$ Kil.; die Gleichung (4) gibt:

$$R_1 = \frac{X^2 + Y^2}{2 Y w} \left\{ e (p + p_1) + m Y + K w \pi \right\}$$

$R_1 = 2692161$ Kil. per □Mtr.,

woraus hervorgeht, daß diese Brücke hinreichende Festigkeit hat.

Für die Eisenbahnbrücke über die Fairfieldstraße auf der Manchester-Birmingham-Bahn hätte man zu setzen:

$X = 19{\cdot}5$ Mtr.; $Y = 3{\cdot}64$ Mtr.; $e = 1{\cdot}78$ Mtr.; $R_1 = 2000000$ Kil.; $K = 1{\cdot}026$; $m = 180$; $\pi = 7200$ Kil.; $p = 950$ Kil.; $p_1 = 280$ Kil. (vorausgesetzt, daß das Menschengedränge die größtmöglichste zufällige Last ist); die Formel (4) gibt für den Inhalt des Querschnitts $w = 0{\cdot}096$ □Mtr., während es in der Wirklichkeit $0{\cdot}0935$ □Mtr. sind.

Wenn in dem Scheitel eines Bogens eine zufällige Last W wirksam ist, so geht die Formel (4) in folgende über:

$$w = \frac{(X^2 + Y^2) \left[X (p e + m Y) + \frac{W}{2} \right]}{X \left\{ 2 Y R_1 - K \pi (X^2 + Y^2) \right\}}. \qquad (5)$$

Zur Anwendung dieser Formel rechnen wir den Querschnitt eines Bogens der Offenburger Eisenbahnbrücke, unter der Voraussetzung, daß außer der ständigen Belastung der Bahn noch eine Locomotive von 22 Tonnen Gewicht auf der Mitte der Brückenöffnung wirksam sei; so haben wir:

$X = 5{\cdot}7$ Mtr.; $Y = 1{\cdot}14$ Mtr.; $p = 450$ Kil.; $e = 1{\cdot}65$ Mtr.; $K = 1{\cdot}026$; $W = 11000$ Kil. (weil die Locomotive auf 2 Bogenrippen steht); $m = 320$; $R_1 = 1400000$; $\pi = 7200$ Kil., und es gibt die Formel (5) den Inhalt des Bogenquerschnitts an den Stützpunkten

$$w = 0{\cdot}024 \text{ □Mtr.};$$

in der Wirklichkeit sind es $0{\cdot}025$.

Zweite Art der Berechnung.

Nach Seite 132 der Allgem. Baukunde hat man für den gedrückten Bogen, dessen Querschnitt ein Rechteck ist, die Formel:

$$b h^2 = \frac{P}{2 R_1} \left\{ \frac{5 M h}{4} + \frac{N . Y}{8} \left(\frac{X^2}{Y^2} + 1 \right) \right\}. \qquad (6)$$

Hierbei ist die Last P gleichförmig auf den Bogen in Bezug auf die Horizontale vertheilt; b und h sind die Querschnittsdimensionen; X die halbe Spannweite und Y die Pfeilhöhe; M und N haben die auf Seite 484 der Allgem. Baukunde angegebenen Werthe.

Wenn dagegen der Querschnitt des Bogens ein doppeltes T bildet und es ist die Höhe desselben h; die Metalldicke b_1; die Flantschenbreite b; die lichte Höhe zwischen den Flantschen h_1, so hat man in die allgemeine Formel Seite 483 der Allgem. Baukunde

$$\frac{R_1}{E} = \frac{P}{2} \left\{ \frac{5 M}{4 E w} + \frac{N . V . A}{24 \varepsilon} \right\}$$

für $w = b_1 h_1 + b (h - h_1)$

„ $V = \frac{h}{2}$

für $\varepsilon = \frac{E}{12} \left\{ b_1 h_1^3 + b (h^3 - h_1^3) \right\}$ zu setzen

und man erhält:

$$(7) \qquad R_1 = \frac{P}{2} \left[\frac{5M}{4 \{ b_1 h_1 + b (h - h_1) \}} + \frac{NhA}{4 \{ b_1 h_1^3 + b (h^3 - h_1^3) \}} \right].$$

A ist der Radius der mittlern Bogenlinie.

Für eine Polonceau'sche Röhrenbrücke geht die obige allgemeine Formel in folgende über:

$$(8) \qquad R_1 = \frac{P}{2} \left[\frac{5M}{4 . 3 \cdot 14 (ab - a'b')} + \frac{NhA}{18 \cdot 84 (ab^3 - a'b'^3)} \right]$$

a und a′ sind die beiden horizontalen, b und b′ die vertikalen Halbachsen des elliptischen Querschnitts.

Für die Carrousselbrücke in Paris hätte man:

A = 60·49 Mtr.; X = 23·85 Mtr.; Y = 4·9 Mtr.; b = 0·33 Mtr.; b′ = 0·298 Mtr.; a = 0·21 Mtr.; a′ = 0·178 Mtr.; M = 2·66 und N = 0·053 $\left(\text{weil } \frac{X}{Y} \text{ nahe} = 5\right)$; P = 160339 Kil., folglich

$$R_1 = 2096440 \text{ Kil.}$$

Man sieht also auch hieraus, daß die Röhrenbogen dieser Brücke mehr als hinreichende Stärke haben, indem der Werth von R_1 seine Gränze von 2500000 Kil. nicht ganz erreicht.

b) Brücken aus Schmiedeisen.

§. 86.

Einleitung.

Diese Brücken gehören ganz der neuern Zeit an und verdanken ihre Ausbildung dem Eisenbahnbau. Wohl wurde schon im Jahre 1808 von Ingenieur Bruyère eine schmiedeiserne Brücke bei St. Denis erbaut, allein sie ist von keiner Bedeutung, da sie nur für einen schmalen Leinpfad dient und eine Spannweite von 11·4 Mtr. hat.*)

Der Umstand, daß das Gußeisen sich nur für Bogenconstructionen besonders eignet, indem es hierbei auf seine rückwirkende Festigkeit in Anspruch genommen wird, machte, daß das Schmiedeisen bei dem Baue der Eisenbahnbrücken so vielfach Anwendung fand, indem gerade bei den Eisenbahnen diejenigen Fälle sehr oft vorzukommen pflegten, wo zwischen Bahnoberfläche und Hochwasser sehr wenig Raum vorhanden war und man sich genöthigt sah, horizontal gestreckte hochkantige Barren anzuwenden.

Man ist zwar in England, wo die Eisenconstructionen am weitesten gediehen sind, mit gußeisernen Barren bis auf 90 Fuß Spannweite gegangen, indem man 3 Barrenstücke von 30 Fuß Länge miteinander vereinigte und den ganzen Träger mit schmiedeisernen Hängketten verstärkte, allein es haben sich diese Constructionen

---

*) Röder Brückenbau, 2ter Theil. §. 166.

durchaus nicht bewährt, weil sie auf einem fehlerhaften Prinzipe beruhen, indem es unmöglich ist, Guß- und Schmiedeisen zu völlig gleichzeitiger Wirkung bei Unterstützung einer Belastung zu verbinden. Bevor man die schmiedeisernen Brücken kannte, war es nicht möglich, breite Flüsse zu überschreiten, ohne entweder die Anzahl der Unterstützungen sehr groß anzunehmen oder die Bahnlinie in einer bedeutenden Höhe über dem Hochwasserspiegel wegzuführen; in beiden Fällen vermehrten sich die Kosten des Baues, in dem einen durch die Gründung und Herstellung der Pfeiler, in dem andern durch die größern Erdarbeiten. Wenn daher auch die Kosten des Oberbaues bei einer Schmiedeisenconstruction größer sind, wie bei einer Construction aus Gußeisen, so bleiben doch in den meisten Fällen die ersteren ökonomisch vortheilhafter, und man wird ihnen um so mehr den Vorzug geben, als sie insbesondere für Eisenbahnbrücken, die oft sehr gewaltigen Stößen und Erschütterungen ausgesetzt sind, mehr Sicherheit gewähren.

Ein besonderer Vortheil der schmiedeisernen Brücken ist aber noch der, daß sie eine sehr große freie Tragweite gestatten; nur mit hängenden Brücken ist man im Stande, noch größere Weiten frei zu überspannen, allein diese haben alsdann den Nachtheil, daß sie nicht für den Uebergang eines Eisenbahnzuges dienen können. Die größte schmiedeiserne Brücke, die bis jetzt gebaut wurde, ist Stephenson's Röhrenbrücke, bei welcher sich die Träger auf 460 englische Fuß frei von einem Pfeiler zum andern erstrecken.

Im Allgemeinen sind die schmiedeisernen Brückenconstructionen Nachahmungen der hölzernen und lassen sich eintheilen in:

1) Brücken aus gewalzten Eisenbahnschienen;
2) Einfache Barrenbrücken aus Kesselblech;
3) Gitterbrücken nach dem System von Town;
4) Blechbrücken von Fairbairn und Stephenson;
5) Brunel'sche Blechbrücken;
6) Brücken nach dem System von Neville;
7) Die Fachwerkbrücken von Nivers;
8) Die Bogenbrücken von Fox und Henderson;
9) Die Tunnel- oder Röhrenbrücken von Stephenson.

§. 87.

Brücken aus gewalzten Eisenbahnschienen.

Bei Eisenbahnbauten, wo man bei Kreuzungen des Bahndammes mit Wegen, Canälen, Bächen rc. an die Höhe der Dammkrone gebunden ist, und deßhalb oft sehr wenig Raum für die Construction der Brücken erübrigt, ferner wo es sich darum handelt, solche in möglichst kurzer Zeit mit geringen Mitteln in Ausführung zu bringen, bedient man sich oft mit Vortheil der Eisenbahnschienen, um damit die Brückenträger darzustellen.

Für 2 bis 2·5 Mtr. Spannweite genügen für die Träger 2 aufeinander genietete Schienen, welche an beiden Enden auf gußeisernen Lagerstühlen ruhen. Die Fig. 10, 11, 12, 12ª und 12ᵇ, Taf. XX., zeigen eine solche Construction, wie sie auf der Thüring'schen Bahn ausgeführt wurde. Auch auf der hannöver-

schen Bahn sind ähnliche Brückchen von 1·5 Mtr. Weite, die noch die Vereinfachung haben, daß die Locomotiven direct auf den Trägern, Fig. 12[b], laufen.

Ist die Spannweite 2·5 bis 5 Mtr. und hat man noch einigen Raum unter der Bahn, dann lassen sich auch mit 2 Schienen, wovon die eine gebogen wird, Sprengwerke construiren, indem man etwa, wie Fig. 15 zeigt, die Dreiecke über den Bogenschenkeln mit einer durchbrochenen Gußplatte ausfüllt.

Die Fig. 13, 14, 15, 16 und 17 geben diese Construction, wie sie ebenfalls im Thüring'schen bei einer Spannweite von 4·7 Mtr. Anwendung fand.

Statt dieser Anordnung hat man in Hannover eine andere gewählt, die sich ebenfalls sehr praktisch erwies; man hat nämlich die gebogene Schiene so mit der geraden vernietet, daß der ganze Träger die sogenannte Fischbauchform annahm, und füllte den Raum zwischen beiden Schienen mit einer Blechtafel aus. Die Enden jedes Trägers ruhen auf je 2 gußeisernen auf Mauerbalken befestigten Lagerstühlen. Ueber den 6 Trägern einer Oeffnung liegen Querbalken, auf denen erst die Bahnschienen befestigt sind. Bei einer Spannweite von 5·4 Mtr. haben die Träger in der Mitte 0·68 Mtr. Höhe; die Stärke der Blechtafeln zur Ausfüllung ist 0·024 Mtr.; Länge der Auflagerung 1 Mtr.

§. 88.

Barrenbrücken aus Kesselblech.

Auch das gewöhnliche Eisenblech von 0·0075 bis 0·012 Mtr. Dicke, welches man auch Kesselblech nennt, kann zur Anfertigung von Brückenträgern in der Art verwendet werden, daß man entweder nur eine Blechtafel oben und unten mit Winkeleisen verstärkt, wie Fig. 6, Taf. XX. zeigt, oder daß man zwei oder mehrere Tafeln aufeinander nietet und ihnen durch ebenfalls aufgenietete Winkeleisen die nöthige Seitensteifigkeit gibt, wie aus Fig. 7 ersichtlich ist. Reichen die Winkeleisen nicht aus, um den Trägern die erforderliche Tragkraft zu verschaffen, dann können noch horizontalliegende Platten (Stemm- und Zugplatten) mit den ersteren verbunden werden; hierdurch erhalten somit die Träger einen doppelt Tförmigen Querschnitt, der vermöge der Vertheilung des Materials äußerst zweckmäßig ist und beliebig verstärkt werden kann.

Schon vor 10 Jahren hat man auf der badischen Eisenbahn solche schmiedeiserne Blechträger für eine Spannweite von 6 Mtr. in Anwendung gebracht, nachdem solche schon vorher in England als Deckbalken in Schiffen und Wohngebäuden gebraucht worden waren. Sie haben einen einfach Tförmigen Querschnitt und bestehen aus 4 Blechlagen von 0·45 Mtr. Höhe und 0·012 Mtr. Stärke. Zur Auflagerung der Schwellen sind nur die beiden mittlern Bleche oben in den Winkel gebogen und bilden somit 0·135 Mtr. breite Flantschen.

In neuester Zeit haben solche Brückenträger mehrfach bei Straßen- und Eisenbahnübergängen für Spannweiten von 12 bis 18 Mtr. Anwendung gefunden.

Die Fig. 1, 2, 3, Taf. XX., zeigen eine Straßenbrücke, welche in Baden-Baden ausgeführt wurde. Wie der Querschnitt Fig. 3 angibt, wird die Brückenbahn von 3 Trägern getragen, die beiden äußern davon sind Gitter, der mittlere aber ist ein Blechträger, bestehend aus 3 Lagen von 0·009 Mtr. Stärke; außer

diesen 3 Trägern befinden sich noch 2 weitere Blechträger an den Rändern der Brücke zur Unterstützung der Trottoirs, Fig. 5 und 9.

Die Fig. 4 gibt die Construction eines Gitterträgers an; aus Fig. 7 ersieht man den Querschnitt des Querträgers, an welchen die gußeisernen Lagerschuhe, Fig. 8, angeschraubt sind, deren Zweck ist, die Enden der Straßenträger aufzunehmen.

Fig. 6 zeigt den Querschnitt eines Trottoirträgers.

Auch an andern Orten Deutschlands, insbesondere in Hannover, hat man bei dem Eisenbahnbau solche Blechbrücken mit gutem Erfolge ausgeführt. Die hannöverschen Brücken haben jedesmal bei geringen Weiten und wo genügende Höhe vorhanden ist, für jedes Geleise 3 Blechträger unter der Bahn und zwar einen in der Mitte des Geleises, die beiden andern etwa um die Geleisweite von diesem mittlern entfernt. Auf diesen Blechträgern liegen eichene Querschwellen, welche mit denselben durch Schrauben verbunden sind, und über die Querschwellen sind die Eisenbahnschienen gelegt. Bei größern Brücken, wo wegen mangelnder Höhe diese Anordnung nicht ausführbar war, sind nur 2 Blechträger angewendet, welche als Tragwände zu beiden Seiten des Geleises mit einem Theile unter, mit einem Theile über der Fahrbahn liegen und gleichzeitig das Geländer der Brücke bilden.

Die Dimensionen der Träger für den Fall, daß deren 3 unter der Fahrbahn liegen, sind aus folgender Tabelle ersichtlich:

Lichte Weite der Brücke.	Höhe der Träger.	Dicke des Trägers oder Blechstärke.	Dimensionen des Winkeleisens, wobei 0·06 die Winkellänge und 0·0091 die Stärke.	Dimensionen des obern Stemmeisens (bei einer Breite von 0·128 Mtr.)	Dimensionen des untern Zugeisens (bei einer Breite von 0·128 Mtr.)	Zahl der Querverbindungen.	Blechstärke einer Querverbindung.	Stärke einer Niete.	Gewicht eines Trägers.
Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Kil.
2·33	0·316	0·076	0·06 u. 0·0091	—	—	6	0·076	0·0182	211·3
2·92	0·316	0·076	0·06 u. 0·0091	—	—	6	0.076	0·0182	242·0
3·5	0·376	0·076	0·06 u. 0·0091	0·006	0·006	6	0·076	0·0182	353·7
4·08	0·437	0·076	0·06 u. 0·0091	0·006	0·006	6	0·076	0·0182	417·4
4·66	0·448	0·076	0·06 u. 0·0091	0·006	0·006	8	0·076	0·0182	485·1
5·24	0·549	0·076	0·06 u. 0·0091	0·007	0·007	8	0·076	0·0182	573·3
5·82	0·625	0·076	0·06 u. 0·0091	0·0091	0·0091	8	0·076	0·0182	680·6
6·40	0·665	0·076	0·06 u. 0·0091	0·01	0·01	8	0·076	0·0182	827·6
7·00	0·729	0·076	0·06 u. 0·0091	0·012	0·012	8	0·076	0·0182	938·3
7·30	0·756	0·076	0·06 u. 0·0091	0·0136	0·0136	8	0·076	0·0182	1011·8
7·59	0·795	0·076	0·06 u. 0·0091	0·015	0·015	8	0·076	0·0182	1096·1
8·17	0·856	0·076	0·06 u. 0·0091	0·0182	0·0182	8	0·076	0·0182	1362·2
8·76	0·914	0·076	0·06 u. 0·0091	0·019	0·019	8	0·076	0·0182	1406·3

Die Länge des Auflagers, mit welchem die Blechträger auf den Widerlagern ruhen, wurde angenommen:

Bei Brücken von	2·33 Mtr.	bis	14·6 Mtr.	Weite:	0·73 Mtr.
„	14·6	„	21·9	„	0·80 „
„	21·9	„	32·1	„	0·87 „

Bezüglich der Art der Auflagerung der Blechträger wurde bestimmt: daß solche bei Brücken bis 8·76 Mtr. Weite auf hölzernen Mauerlatten mit aufgeschraubten Gußplättchen an den Auflagerungsstellen ruhen sollen, ohne besondere Vorrichtungen für die Ausdehnungen der Träger durch die Wärme. Bei größern Weiten der Brücken dagegen sollen die Enden der Blechträger in gußeisernen Schuhen ruhen, von denen die erforderliche Anzahl mit Rollen construirt ist, um, bei der Ausdehnung der Träger durch die Wärme, die Einwirkung auf das Mauerwerk zu vermeiden. Es wurde ferner bestimmt, daß die Träger für die einzelnen Oeffnungen eine solche Ueberhöhung erhalten müssen, daß dieselben durch das eigene Gewicht und die größte Belastung der Brücke in der Mitte immer noch etwas über der Horizontalen durch die Endpunkte der Brücke verbleiben. Die größte Senkung bei der Probe, wobei man mit 2 bis 3 aneinander gekuppelten schweren Maschinen mit einer Geschwindigkeit von 18 Mtr. per Secunde über die Brücke fuhr, sollte $^1/_{2500}$ der Spannweite betragen.

Auf der württembergischen Eisenbahn führte Ingenieur Etzel ebenfalls Blechbrücken aus, gab diesen aber die Construction wie auf Taf. XX^a, Fig. 1, 2, 3. Die Blechträger liegen direct unter den Schienen und sind miteinander durch gußeiserne Querstücke verbunden, Fig. 5 und 6. An den Widerlagern sind Verankerungen angebracht, Fig. 4. Das Eigenthümliche an den Trägern besteht darin, daß die Bleche nicht hart aneinander liegen, sondern einen leeren Raum zwischen sich lassen, welcher nur an denjenigen Stellen mit Eisen ausgefüllt ist, wo Nieten hinkommen.

Wenn nicht geläugnet werden kann, daß die Träger hierdurch mehr Seitensteifigkeit erhalten, als die gewöhnlichen Blechträger, so dürfte doch dieser Vortheil zu theuer erkauft sein. Bei den hohen Preisen des Eisens sollte man alle nicht absolut nöthigen Theile weglassen.

Auch für die schweizerische Centralbahn hat Etzel diese Blechbrücken häufig zur Ausführung gebracht.

Wieder eine andere Anordnung der Bleche sehen wir an den Trägern der Donauwörther Brücke, welche wir durch die Fig. 1—4 auf Taf. XX^b geben. Hier bestehen die Träger aus 3 Blechen von 12 Millim. Stärke, welche dicht aufeinander liegen und mit den Stößen abwechseln. Auch die Querverbindungen sind von Schmiedeisen.

Für jedes Geleise sind 2 Träger angebracht und es liegen die beiden innern Träger 0,69 Mtr. von einander.

Die Construction ist einfach und hat sich sehr gut bewährt, dürfte aber gerade in ökonomischer Beziehung nicht die beste sein, da 2 Blechlagen mit Stoßblechen an den Fugen die gleiche Tragfähigkeit bei weit geringerem Gewichte haben.

Folgende Zusammenstellung über einige der vielen für die württembergischen Staatseisenbahnen ausgeführten schmiedeisernen Brücken gibt dem Ingenieur gute Anhaltspunkte. Die nachstehenden Angaben beziehen sich auf Brücken mit Oeffnungen von 22 bis 82 württembergische Fuß lichte Oeffnung, und die Angaben über Gewicht des Eisens und Kosten der Ausführung ꝛc. beziehen sich bei Brücken mit mehreren Oeffnungen nur auf eine Oeffnung. *)

	Bezeichnung der Brücken.						
	1. Blechbrücke über d. Schussen bei Weißenau nach dem Fairbairn'schen System.	2. Gitterbrücke über die Aach.	3. Gitterbrücke über die Schussen bei Aulendorf.	4. Blechbrücke über die Briebach bei Nordheim.	5. Blechbrücke über den Eisenfurter Bach bei Aulendorf	6. Blechbrücke bei Heilbronn 5 Oeffnungen.	7. Blechbrücke bei Erbach.
Spannweite im Lichten . .	82,0 Fuß	62,4 Fuß	56,0 Fuß	34,0 Fuß	29,5 Fuß	25,0 Fuß	22,0 Fuß
Länge der Träger . . .	90,0 „	75,0 „	63,3 „	39,0 „	32,5 „	29,0 „	26,0 „
Höhe „ „	6,2 „	6,4 „	5,7 „	3,4 „	5,3 „	2,5 „	2,2 „
Gewicht des Walzeisens .	855 Ctr.	526 Ctr.	419 Ctr.	207 Ctr.	100 Ctr.	133 Ctr.	92,75 Ctr.
„ „ Gußeisens . .	33 „	75,6 „	19 „	7 „	37,8 „	9,4 „	31,25 „
Kosten des Walzeisens . .	15390 fl. rh.	9468 fl.	7542 fl.	3726 fl.	1800 fl.	2394 fl.	1670 fl.
„ „ Gußeisens . .	297 „	680 „	171 „	63 „	340 „	85 „	281 „
„ „ Zimmerwerks .	412 „	433 „	291 „	171 „	65 „	86 „	59 „
„ „ Verkittung, Anstrich und Aufstellung .	660 „	530 „	543 „	130 „	115 „	90 „	70 „
Gesammtkosten des Oberbaues	16759 „	11111 „	8547 „	4090 „	2320 „	2655 „	2080 „
Kosten pro laufd. Fuß der Spannweite	204,4 „	179,2 „	152,6 „	120,3 „	78,7 „	106,2 „	94,6 „

§. 89.

Eiserne Gitterbrücken nach dem System von Town.

Nachdem in Amerika die hölzernen Gitterbrücken zu Straßen- und Eisenbahnübergängen angewendet waren, erkannte man wohl ihre sehr bedeutende Tragkraft und die außerordentliche Einfachheit ihrer Construction, allein ihre Nachtheile, die aus der Natur des Materials hervorgehen mußten, konnten ebenso wenig unentdeckt bleiben, und es war somit erklärlich, daß man zuerst in England, wo das Eisen verhältnißmäßig zu andern Baumaterialien einen niedrigen Preis hat, auf den Gedanken kam, die Gitterbrücken ganz aus Schmiedeisen, und zwar aus 0·012 Mtr. starkem Eisenbleche zu construiren.

Mehrere Brücken auf der Dublin-Drogheda-Eisenbahn, von welchen die größte bei Dublin mit 140 Fuß Spannweite in dem Folgenden näher beschrieben ist, haben sich auch in der That so vortheilhaft erwiesen, daß sie auch in Deutschland Nachahmung fanden. Allerdings waren die englischen Gitterbrücken noch mancher Verbesserungen fähig, ohne welche man mit Recht einigen Zweifel über die Solidität ihrer Construction hegen mußte. Es haben die Versuche mit solchen Eisengittern klar ergeben, daß dieselben nur dann ihrem Zwecke vollkommen ent-

*) Eisenbahnzeitung 5. Febr. 1857. 1 württembergischer Fuß = 0,286 Meter.

sprechen, wenn sie einen gewissen Grad von Steifigkeit besitzen oder mit andern Worten, wenn sie unter dem Einflusse der größten Belastung an keiner Stelle weder eine Ausbiegung noch eine windschiefe Verdrehung annehmen, was also voraussetzt, daß in der Construction zwei Elemente enthalten sind, ein absolutes und ein rückwirkendes. Gerade dieses letztere vermißt man an den ersten englischen Gitterbrücken, die übrigens trotzdem ihrem Zwecke bis daher entsprochen haben, und somit nur um so klarer beweisen, daß das Gittersystem unter gewissen Verhältnissen und bei richtiger Wahl der Dimensionen ein vollkommen sicheres ist, dabei aber noch die weiteren Vortheile gegen die Blechträger von Fairbairn und Stephenson hat, daß es weniger Kosten verursacht und der Brücke ein leichteres Ansehen gibt. Fast auf allen deutschen Eisenbahnen findet man bereits Gitterbrücken von kleinen und großen Spannweiten. Besonders häufig sind dieselben auf den preußischen Bahnen ausgeführt worden, doch immer nur mit Spannweiten von höchstens 33 Mtr., während in jüngster Zeit auf der badischen Bahn eine Gitterbrücke von 63 Mtr. Spannung dem Verkehr übergeben wurde, welche bei den angestellten Probebelastungen sehr günstige Resultate lieferte. Die Gitterbrücke über den Rhein in Köln erhält sogar 90 Mtr. Spannweite.

§. 90.

Die eiserne Gitterbrücke zur Uebersetzung des Royalcanals bei Dublin.

(Erbaut im Jahr 1845.)

Diese auf der Dublin-Drogheda-Eisenbahn gelegene Brücke hat eine Spannweite von 140 engl. Fuß und wurde durch den Umstand bedungen, daß die Actien-Eigenthümer des Royalcanals zur Errichtung eines Mittelpfeilers die Einwilligung nicht ertheilen wollten.

Die 26′ breite Brückenbahn mit dem doppelten Geleise wird von 3 gleich starken 17·5 Fuß hohen Gitterwänden getragen. Die Bestandtheile der 3 Wände, welche die Tragfähigkeit der Brücke constituiren, sind ganz aus gewalztem Eisenblech, und zwar die Winkeleisen und sonstigen Tragplatten in der Stärke von einem halben Zoll, die einzelnen Stäbe des Gitters hingegen in einer Stärke von 4 Linien und einer Breite von 4 Zoll; die gegenseitige Entfernung dieser Stäbe beträgt im Lichten 8 Zoll, und sie sind an den Ueberkreuzungsmittelpunkten durch einen halben Zoll starke Nietnägel fest miteinander verbunden; der Ueberkreuzungswinkel beträgt 45°. Damit die gegenseitige Lage der 3 Tragwände eine für die ganze Höhe und Länge derselben stets vertikale und parallele bleibe, sind einerseits die Querbalken der Brückenbahn aus Tannenholz mit den untern Trageisen der Wände fest verschraubt, andrerseits aber sind die obersten Höhenkanten derselben durch ein Netz von 2 Zoll im Durchmesser haltenden Spannungsstäben unveränderlich miteinander verbunden und überdieß noch, um eine zweckmäßige Festigkeit gegen Seitenschwankungen vollkommen zu erreichen, in der Mitte der gußeisernen Endpostamente, mit welchen auch die Gitterwände verschraubt sind, sogenannte Portale aus Gußeisen errichtet, welche mit denselben durch Falzvorrichtung und

Schrauben zu einem einzigen Körper gebildet sind. Gegen eine Längenverschiebung des Brückenfeldes ist sowohl durch die erwähnte Verschraubung der Querschwellen und deren Versatzverbindung mit den Längenschwellen, auf welchen die Schienen ruhen, als auch durch die bei jeder vierten Querschwelle angebrachte Vorrichtung eines vertikalen Stützwinkeleisens für die ganze Breite der untern Tragplatte hinlänglich Sorge getragen. Die Stoßfugen der eisernen Plattenbestandtheile der Wände sind mit 15 Zoll breiten und 4 Linien starken Bändern in Vernietungen überplattet. Die Längen- und Querschwellen aus Tannenholz sind nach Payne's System präparirt. Alle Eisentheile sind vorerst mit reinem Theer, dann mit dunkelbrauner Oelfarbe gut angestrichen.

Die Gitterwände sind auf den Widerlagern sehr fest verankert, wodurch ihre Tragfähigkeit wesentlich vermehrt wird.

Die Aufstellung der Brücke geschah sehr einfach mit Hülfe eines Pfahlgerüstes. Das Gitterwerk wurde auf dem Bauplatz zusammengenietet und mit den Postamenten verschraubt. Zur Vernietung dienten kleine tragbare Schmelzöfen, mit einem Fußgebläse versehen. Der Rietbolzen wurde darin zur Rothglühhitze gebracht, hierauf aufgelegt und verhämmert. Die Rietlöcher waren natürlich schon alle früher in der Werkstätte durchgebrochen, wie überhaupt jede Tragwand zuerst daselbst auf einen Bretterboden aufgezeichnet und die constituirenden wesentlichen Bestandtheile aneinander gepaßt worden. Die Kosten der Brücke betrugen, ausschließlich des Mauerwerks, 6000 Pfd. Sterling.

Das Eigengewicht der mittleren Tragwand beträgt 52000 Pfund; das Gewicht der obern Verbindungsstäbe und der Brückenbahn zwischen 2 Wänden beträgt 41000 Pfd.

Bei der Probebelastung von 90 Tonnen Gewicht betrug die größte Senkung nur 0·6 Linien. Nach 8 Monaten, während welcher die Brücke befahren wurde, zeigte sich weder eine Mehrsenkung im unbelasteten Zustande, noch eine Zunahme des Biegungspfeils während der Passage der Züge, was um so mehr zu verwundern ist, als die sehr dünnen Eisenstäbe der Gitter bei ihrer geringen rückwirkenden Festigkeit oder vielmehr ihrem geringen Widerstande gegen Biegung eher eine allgemeine Ausbiegung vermuthen ließen, und auch die warme Vernietung der Gitterstäbe stets eine kleine Senkung zur Folge haben muß, indem in sämmtlichen Rietlöchern bei Erkaltung der Rieten ein kleiner Spielraum entsteht.

Wenn die nach §. 6. des Anhangs der Allgemeinen Baukunde vorgenommene Berechnung auch günstige Resultate gibt, indem für den größten Belastungsfall das die Brücke constituirende Eisenmaterial mit 5914 Pfund per Quadratzoll beansprucht wird, und Ardant die Gränze der dauernden Belastung zu 5900 Pfund angibt, so geht daraus noch nicht hervor, daß mit ähnlichen Gittern eine [illegible] Spannweite überbrückt werden konnte, denn es ist hierbei auf die Stei[illegible] Wände im Allgemeinen keine Rücksicht genommen und es muß [illegible]weite von 140 engl. Fuß als die größte angenommen werden, [illegible]terstäbe eine so geringe Dicke erhalten dürfen.

§. 91.

Eiserne Gitterbrücke über die Kinzig bei Offenburg.

Die Verhältnisse des Kinzigflusses erforderten eine Brückenconstruction, welche auf 63 Mtr. Weite keine Mittelpfeiler nöthig machte. Eine steinerne oder gußeiserne Brücke konnte wegen zu geringer Höhe der Bahn über dem Hochwasser keine Anwendung finden, es lag somit der Gedanke nahe, eine Schmiedeisen-Construction und zwar ein Gitterwerk nach dem System von Town zu wählen. Ansicht, Grundriß und Querschnitt dieser Brücke sind aus den Fig. 1, 2 und 3, Taf. XXI. ersichtlich.

Die Brückenbahn mit dem doppelten Schienenweg und 2 freien Trottoirs wird von 3 Gitterwänden getragen. Jedes der 3 Gitter hat eine Länge von 71·13 Mtr. und liegt auf 63 Mtr. frei auf den beiderseitigen Widerlagern. Die Höhe jedes Gitters ist 6·282 Mtr., davon greifen 5·112 Mtr. über die Schienenoberfläche und 1·17 Mtr. springen unter dieselbe herab.

Die Seitengitter sind schwächer als das Mittelgitter, weil letzteres für den Fall, wo Züge auf beiden Geleisen sich kreuzen, in bedeutend höherem Maße in Anspruch genommen wird, wie die ersteren.

Die Gitterstäbe, welche unter einem halben rechten Winkel gegen den Horizont gekreuzt sind, haben bei den Seitengittern eine Stärke von 0·021 Mtr. bei 0·105 Mtr. Breite und bestehen nur aus 2 Reihen von sich kreuzenden Stäben, während das Mittelgitter deren 3 hat, von welchen die äußern 0·0165 Mtr. und die mittlern 0·033 Mtr. Stärke bei gleicher Breite von 0·105 Mtr. haben. Die Nieten an den Kreuzungen sind 0·03 Mtr. stark.

Alle 3 Gitter sind in rechtwinkliger Form begränzt, und zwar wurden die Stäbe an ihren äußersten Kreuzungspunkten mit Winkeleisen vernietet, und diese ihrerseits mit einer das ganze Rechteck umschließenden 0·036 Mtr. starken und 0·33 Mtr. breiten Stemm-Platte verbunden, welche außerdem noch mit einer vertikal gestellten 0·015 Mtr. starken und 0·15 Mtr. hohen Platte, die zu beiden Seiten abermals starke Winkeleisen hat, vernietet ist. Eine weitere Verstärkung erhielt jeder Träger noch dadurch, daß auf eine Entfernung von 1·2 Mtr. von der obern und auf 2·19 Mtr. von der untern Kante der Tragwand zu beiden Seiten eine Brückschiene angenietet ist. Die lichte Maschenweite bei den 3 Gittern beträgt 0·345 Mtr. und es ist somit der rechtwinklige Abstand zweier sich kreuzender Gitterstäbe von Mitte zu Mitte 0·45 Mtr.

Die Länge der Auflagerung der Gitter auf den massiven steinernen Widerlagern beträgt auf jeder Seite 4·05 Mtr. Auf diese Länge haben die Gitter zur Seite der untern Winkeleisen Ausfütterungen von Schmiedeisen, welche mit den 0·036 Mtr. starken Schlußplatten vernietet sind, so daß vollkommen ebene Flächen entstehen, mit denen die Gitter auf eben abgehobelten Gußplatten liegen. Fig. 5 und 6.

Um den Gittern noch eine größere Tragkraft zu geben, hat man sie auf den Widerlagern verankert. Die Befestigung der so weit wie möglich in das Mauerwerk herabgehenden Anker ist ebenfalls aus den Fig. 5 und 6 ersichtlich.

Die Querträger der Brücke, welche zunächst die eigentliche Brückenbahn zu tragen haben, sind aus Vignoles-Schienen construirte Sprengwerke, deren Streben auf die untern Schlußrahmen der Gitter gesetzt sind. Fig. 3, 4 und 7.

Der Horizontalschub dieser Sprengwerke wird durch 0·036 Mtr. starke Schraubenstangen, welche zur Regulirung beiderseits mit doppelten Muttern versehen sind, aufgehoben. Die Entfernung der Querträger ist 1·89 Mtr. von Mitte zu Mitte.

Damit die quer durchlaufenden Vignoles-Schienen, da wo sie die Gitter kreuzen, ein Auflager haben, sind an den Seitengittern 0·012 Mtr. starke fortlaufende Platten mit vernietet, Fig. 3 und 4; an dem Mittelgitter dagegen geschieht die Auflagerung wie Fig. 5 zeigt.

Ueber sämmtliche Querträger geht zur Verhütung horizontaler Ausbiegungen der Gitterwände ein System von Diagonalstangen, welche an allen Kreuzungen mit den Vignoles-Schienen durch Schrauben verbunden sind. Fig. 2.

Zur bessern Auflagerung der eichenen 0·36 auf 0·24 Mtr. starken Langschwellen sind an die Sprengwerke gußeiserne Backenstücke angeschraubt. Zwischen den Langschwellen liegt endlich eine 0·09 Mtr. starke Bedielung, welche auf 0·12 Mtr. hohen Polsterhölzern mittelst Nägeln befestigt ist.

Die Bedielung der Trottoirs ist nur 0·06 Mtr. stark und es schließt sich an dieselbe eine hölzerne Gurtschwelle an, auf welcher ein leichtes Drahtgeländer steht. Fig. 3, 4, 7.

Die Verbindung des obern Theils der Tragwände geschieht in Entfernungen von je 5·67 Mtr. durch quer aufgelegte Brückschienen, zwischen denen sich wieder Diagonalstangen befinden, die durch eiserne Strebchen eine Unterstützung erhalten.

Auf beiden Widerlagern sind steinerne Portiken in gothischem Style errichtet, welche die Anfänge der Gitter umfassen, ohne jedoch ihrer Ausdehnung hinderlich zu sein. Fig. 7.

Die Gitterwände wurden nicht, wie bei der Dubliner Brücke, an Ort und Stelle zusammengesetzt, sondern in eigens dazu erbauten Werkhütten, welche mit der Baustelle durch Schienenwege verbunden waren.

Bei der Anfertigung der Gitter wurden alle Theile des Schlußrahmens zuerst der Länge nach zusammengeschweißt, ehe man sie auf die Gitterstäbe durch Vernietung befestigte; dabei, sowie bei der Vernietung der Gitterstäbe wurden die Nieten kalt eingesetzt.

Behufs der Aufrichtung der Gitter stellte man nebst einem Pfahlgerüst noch eine Pfahlwand in der Art auf, daß diese letztere dem aufgerichteten Gitter als Rücklehne dienen, zugleich aber auch dazu benutzt werden konnte, um die Rollen der mit den 12 Zugwinden in Verbindung stehenden Flaschenzüge daran zu befestigen. War somit das obere Seitengitter vollständig zusammengesetzt, so wurde es mittelst untergeschobener Wagen auf das Pfahlgerüst transportirt; dort angelangt, hob man es mit einer hinreichend großen Anzahl Wagenwinden etwas in die Höhe, zog die Wagen hervor und legte kurze Balkenstücke unter. Indem man nun noch 6 kräftige Eisenbahnkrahnen, vereinigt mit den 12 schon erwähnten Winden, wirken ließ, ging die Aufrichtung um so sicherer vor sich, als man schon vorher die Gitterwand an ihrer untern Seite mit 11 beweglichen hölzernen

Stützen versah, welche sich mit ihren Enden in gezahnte auf dem Gerüst befestigte Schwellen stemmten.

Nach der Aufrichtung des obern Gitters wurde das mittlere in gleicher Weise aufgestellt; bei dem untern Seitengitter aber konnte wegen Mangel an Raum die gleiche Art der Aufrichtung nicht angewendet werden, man war vielmehr genöthigt, das dritte Gitter am Fuße des Mittelgitters aufzustellen und sodann horizontal zu verschieben. Nach der Aufrichtung senkten sich die Gitter um 0·045 Mtr., behielten daher noch eine Ueberhöhung von 0·045 Mtr., welche sich in Folge der vorgenommenen Probebelastungen auf 0·033 verminderte. Beim Darüberfahren einer Locomotive ist die momentane Senkung 0·006 Mtr.

Gitterbrücken in der Schweiz von Oberbaurath Etzel.

Die Gitterbrücken auf den Schweizerbahnen zeichnen sich dadurch vortheilhaft vor andern aus, daß sie möglichst leicht und einfach construirt sind, also in constructiver Beziehung als Muster dienen können. Auf Taf. XX^c. geben wir die Querschnitte mehrerer dieser Brücken. Zur vollkommnen Verständlichkeit der Constructionen fügen wir bei:

1) Pfaffnernbrücke bei Niederwyl.

Die Brücke ist für 2 Geleise angelegt und hat eine lichte Spannweite von 80 schw. Fuß. Für jedes Geleise sind 2 Träger bestimmt und es hat daher die Brücke 4 Träger. Die Träger bilden Gitterwerke von 8,75 Fuß Höhe. Die Gitterstäbe sind 50 Linien auf 5 Linien stark, kreuzen sich rechtwinklig und bilden Maschen von 2,66′ von Mitte zu Mitte der Stäbe nach der Diagonale gemessen. Von 8 zu 8 Fuß sind Querverbindungen angebracht, Fig. 1, 2, 3, welche das Gitter in einzelne Rechtecke abtheilt, in welchen jedesmal die mittlern Stäbe von T-Eisen gebildet sind. Die Auflagerung auf den Widerlagern ist 4′. Zwischen je 2 Querträgern befinden sich zur Verspannung der Gitter 2 Diagonalzugstangen von 12‴ Stärke. Auf den Querträgern liegen hölzerne Längenträger von 1′1″ Höhe und 80 Linien Breite. Diese Längenträger sind an jedem Querträger auf 80‴ Höhe eingelassen und sitzen mit der ganzen Stärke auf Winkeleisen. Zwischen den Längenträgern liegen einfache Bohlen als Eindeckung.

2) Brücke über die große Emme bei Burgdorf.

Diese Brücke hat ganz die gleiche Construction wie die Pfaffnernbrücke, nur liegt die Bahn etwas tiefer und haben daher die Querträger die Form Fig. 4.

3) Brücke über die Aare bei Bern.

Diese Brücke hat einen doppelten Zweck zu erfüllen, sie trägt oben ein doppeltes Schienengeleise und unten eine Fahrbahn für gewöhnliches Fuhrwerk.

Die beiden Gitterwände der Brücke ruhen auf den Widerlagern und 2 steinernen Pfeilern. Die Seitenöffnungen haben 166 und die mittlere Oeffnung 190,6 Fuß Weite. Die Höhe der Pfeiler ist 134′, ihre Stärke unten 21 Fuß. Jedes Gitter hat eine Höhe von 19,62 Fuß. Die Gitterstäbe haben 54 Linien

auf 6 Linien Stärke. Diagonale Maschenweite 2,266 von Mitte zu Mitte. Oben und unten liegen 5 Platten von je 6''' Stärke und 1,2' Breite. Die Winkeleisen sind nach der Höhe 50''', nach der Breite 30''' stark. Außer den Winkeleisen laufen oben und unten noch 44''' hohe und 6''' starke Bänder durch und sind die halben Maschen mit Blechen ausgelegt. Alle 8' sind die beiden Traggitter durch schmiedeiserne starke rechteckige Rahmen verbunden. Der obere 2,1 Fuß hohe Theil des Rahmens dient als Auflager für 3 eiserne Längenträger zur Unterstützung der 2' 7'' von Mitte zu Mitte von einander abstehenden Querbalken, welche die Schienen tragen.

Die hölzerne Fahrbahn für das gewöhnliche Fuhrwerk liegt auf Längenbalken.

Die Entfernung der beiden Traggitter ist 17' von Mitte zu Mitte, die Trottoirs sind freitragend.

Die lichte Höhe zwischen der unteren Fahrbahn und dem oberen Rahmentheil ist 14,4 Fuß.

Die Auflagerungen sind aus gußeisernen Platten gebildet. Auf diesen ruhen Unterlagsbarren von je 4 Blechen und Gußplatten zusammengesetzt und durch Querbolzen verbunden.

§. 91 a.

Einiges über das Aufstellen größerer Gitter-, oder Blechbrücken*).

Auf der schweizerischen Rheinfallbahn, zwischen Schaffhausen und Winterthur, wurde in dem Jahr 1857 die Gitterbrücke bei Andelfingen gebaut, wobei man die eiserne Fahrbahn, d. h. beide Träger mit Querverbindungen vom Ufer her über die Pfeiler schob ohne Anwendung eines Gerüstwerkes.

Die Hauptdimensionen der genannten Brücke sind folgende: 4 Oeffnungen mit 94, 110, 110 und 94 Fuß (1 Schweizerfuß = 0,3 Mtr.) lichter Spannweite; Dicke der Pfeiler unter dem Gesimse 10 Fuß; Höhe der Pfeiler 94'; die Fahrbahn ist für eine einfache Spur gebaut, hat 2 Gitterwände von 11' 4'' Höhe und 10' Entfernung von Mitte zu Mitte. Die Gitterwände sind der ganzen Länge nach aus einem Stücke hergestellt. Die Fahrbahn ruht mittelst Querschwellen oben auf den Gittern; die Querverbindungen, welche von 10 zu 10' die beiden Gitter verbinden, konnten, da sie nichts zu tragen haben, aus Flach- und Winkeleisen sehr leicht construirt werden. Die ganze Fahrbahn mit Schwellen und Schienen hat bei 448 Fuß Länge ein Gewicht von ungefähr 6000 Ctr. Die Ausführung und Aufstellung der eisernen Fahrbahn wurde von den Gebr. Benkieser in Pforzheim übernommen und in einer auf dem rechten Ufer der Thur in der Höhe der Gitterauflage erbauten Werkhütte ausgeführt.

Nachdem die beiden Gitter sammt Querverbindungen am Ufer vollständig aufgestellt waren, wurden sie auf Walzen gelegt und, ohne daß irgend ein Gerüst zwischen den Pfeilern zu errichten war, an Ort und Stelle gebracht.

Die Walzen waren von Schmiedeisen, hatten 4½ Zoll Durchmesser und

*) Das Aufstellen der Thur-, Glatt- und Sitterbrücken ist beschrieben in Förster's Bauzeitung, 1856. Heft IV und V.

ruhten mit Zapfen von 3 Zoll Durchmesser und 3 Zoll Länge in gußeisernen Lagern. Auf den Walzen lag die untere Flantsche des Gitters mit dem flachen Theil auf, indem für die Nietenköpfe Rinnen von entsprechender Tiefe eingedreht waren. Die ganze Fahrbahn wurde auf 8 solche Walzen, je 2 einander gegenüber, gelegt.

Um nun einen nachtheiligen Schub gegen die Pfeiler zu vermeiden, wurden die Gitter nicht von dem andern Ufer aus hinübergezogen, sondern es waren die sämmtlichen Walzen auf einer Seite mit einem 4eckigen Zapfen, an welchem ein Schlüssel mit 10 Fuß langem eisernen Hebel befestigt wurde, versehen. An jedem dieser 8 Hebel standen 4 Mann, welche außerhalb der Fahrbahn stehend und auf gleiches Tempo die Brücke vorwärts bewegten.

Sowie das vordere Ende der Brücke auf einen Pfeiler gelangte, wurden auch hier wieder Walzen aufgelegt und auch diese mittelst Hebel getrieben. Statt der Hebel mit 4eckigem Schlüssel können auch solche mit Sperrrad und Sperrkegel angewendet werden, was die Arbeit wesentlich erleichtert.

Die Fortbewegung der Fahrbahn ging mit etwa 30 Mann ohne Anstrengung von Statten; die Bewegung bei jedem Schub betrug 2 Zoll und es wurden zum Hinüberschieben der ganzen Brücke 4 Tage erfordert. Diese Methode, welche übrigens für größere Oeffnungen als 230—240 Fuß nicht wohl anwendbar sein dürfte, hat verschiedene Vortheile.

1) Man bedarf keines Gerüstes;

2) bildet das Hinüberschieben für denjenigen Theil der Brücke, welcher einige Zeit frei über die größte vorkommende Spannnung hinausragt, eine sehr kräftige Belastungsprobe.

   Bekanntlich wird ein an einem Ende festgehaltener gleichförmig belasteter Balken 6 mal so stark auf Biegung in Anspruch genommen, als ein an beiden Enden festgehaltener bei gleicher Länge und gleicher Belastung pro Längeneinheit.

Es ist einleuchtend, daß die Anwendung dieses Prinzips der Aufstellung der Gitter für eine Brücke mit nur einer Oeffnung die Errichtung eines provisorischen Mittelpfeilers nöthig macht. Ferner sind im Allgemeinen bei derartigen Operationen 3 Fragen zu beantworten: 1) Ist die Brücke auch stark genug, um die Operation des Hinüberschiebens ohne Schaden auszuhalten und welches ist die Gränze der Spannweite. 2) Ist diese Gränze bestimmt, welches ist die Senkung des Gitters. 3) Werden die Pfeiler durch die Erschütterungen der Rollen nicht Schaden leiden und wie werden diese Erschütterungen unschädlich gemacht. Die Theorie gibt die Mittel zur Beantwortung dieser 3 Fragen an die Hand, nur bezüglich der letzten Frage fügen wir bei, daß es rathsam erscheint, bei hohen Pfeilern, wie z. B. solchen wie bei der Sitterbrücke in der Schweiz, statt fester Rollen oder Walzen, bewegliche anzuwenden und die Rolle auf einen kleinen Wagen zu setzen, welcher sich der Länge nach etwas verschieben kann und auf einer abgehobelten Gußplatte ruht.

§. 92.

Die Hauptdimensionen mehrerer Gitterbrücken sind in folgender Tabelle zusammengestellt:

Eiserne Gitterbrücken.

Bezeichnung der Brücken.	Dimensionen der Träger.					Bemerkungen.
	Spannweite.	Höhe des Gitters.	Stab- Breite.	Stab- Dicke.	Normale Maschenweite von M. zu M. der Nieten	
	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	
Brücke auf der thüringschen Eisenbahn.	6·9	1·045	0·079	0·0116	0·225	Die Brücke hat 3 Träger, gußeiserne Unterzüge mit Verstärkungsketten.
Brücke auf der thüring. Eisenb. Straßenbrücke.	7·53	1·177	0·079	0·0116	0·225	Die Brücke hat 2 Träger.
Brücke auf der bad. Eisenb. bei Offnadingen.	11·4	1·59	0·075	0·015	0·300	Die Brücke trägt 1 Geleise und hat 2 Träger.
Oosbrücke in Baden (Straße).	12·0	1·5	0·06	0·01	0·250	Die Brücke hat 2 Gitterwände an den Rändern der Bahn und einen Blechträger von 0·51 Mtr. Höhe und 0·027 Mtr. Stärke in der Bahnachse.
Brücke auf d. Potsdam-Magdeburger Eisenb.	21·4	2·36	0·079	0·0165	0·307	Die Brücke hat 3 Träger.
Altstaden-Brücke auf d. Cöln-Mindener Eisenb.	32·94	3·33	0·079	0·0165	0·328	Die Brücke trägt 1 Geleise und hat 2 Träger.
Enzbrücke in Pforzheim (Straße).	30·6	2·16	0·075	0·015	0·253	Die Brückenbahn wird von 2 Gittern getragen. Die Unterzüge sind ebenfalls Gitter.
Brücke über den Royal-Canal auf d. Dublin-Drogheda-Eisenbahn.	42·6	5·31	0·101	0·0183	0·304	Die Brücke trägt 2 Geleise und hat 3 gleich starke Gitter. Die Querträger sind von Holz.
Brücke über die Kinzig bei Offenburg.	63·0	6·27	0·105	0·021	0·45	Die Brücke trägt 2 Geleise und hat 3 Gitter; das Mittelgitter ist stärker wie die Seitengitter und hat eine Gesammtdicke von 0·066 Mtr.
Brücke über den Saalbach im Bahnhof bei Bruchsal.	9·0	0·75	Brückschienen von 0·066 Mtr. Höhe und 0·14 Breite an der Basis.		0·36	An jeder Kreuzung sind 4 Nieten von 0·015 M. Stärke. Ueber jedem Träger liegt ein Schienenstrang.
Eisenbahnbrücke über den Elbingfluß.	12·7	1·41	0·078	0·016	0·314	Die Brücke hat 2 Seitengitter u. in d. Achse einen Blechträger v. 0·28 Mtr. Höhe. Die Schienen liegen auf Querschwellen, deren Abstand v. M. zu M. 0·85 Mtr. In jeder Oeffnung sind 4 Quergitter.
[illegible]	[illegible]	[illegible]	0·078	0·016	0·314	Die Brücke hat 2 Seitenträger u. in der Achse noch einen 0·3 Mtr. hohen Mittelträger, worauf die Querschwellen ruhen. In einer Oeffnung sind 7 Quergitterträger.

Brücken der schweiz

Benennung der Brücken.	Lichtweite zwischen den Widerlager.	Anzahl der Oeffnungen.	Lichtweite der einzelnen Joche.	Länge des eisernen Oberbaues.	Höhe der eisernen Träger.	Höhe der Geleise über Mittelwasser.	Gewicht d Oberbau Geleise
							Gußeisen.
	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	
Gitterbr. über die Birs bei Basel	256	3	80	264	8,5	36	522
Gitterbr. über d. Franke bei Liestal	180,8	3	56	187,2	5,3	50	286
					der Bogen		für 2
Bogenbr. über die Aare bei Olten	345	3	105	345	3,0	—	460
Gitterbr. über die Wigger bei Aarburg	168	2	80	176,8	8,75	24	275
Pfaffnernbrücke	80	1	—	88,8	8,75	30	147
Murgbrücke	80	1	—	88,8	8,75	38	147
Gitterbr. üb. d. Emme bei Burgdorf	272	3	80 u. 96	280	8,5	13	418
Gitterbr. bei Bern Wombhausenthal	272	3	80 u. 96	280	8,5	94	418
							für 2
Gitterbr. über die Aare bei Bern	547,9	3	166 u. 190	560,6	19,6	145	1300
Gitterbr. über die große Emme bei Derendingen	272	3	80 u. 96	280,8	9,0	—	418
Gitterbr. üb. d. Aare b. Solothurn	312	3	96 u. 104	320,8	10,4	—	500
Gitterbr. über die kleine Emme bei Emmenbaum	376	4	80 u. 96	384,8	9,0	—	560
Gitterbr. über die Sitter bei St. Gallen	533	4	120 u. 128	544	12,81	208	222,2 Gewicht d 18351
Gitterbr. über die Thur bei Wyl	455	4	96 u. 112	464	11,0	63,7	251,39 3 Pfeiler 4179
Gitterbr. über die Glatt bei Kappel	335,6	3	96 u. 120	348	12,0	101,1	19589 2 Pfeiler 4858
Steinbauten:							
Thalübergang bei Gedaar .	257	5	Halbkreis 45				
„ bei Rümlingen .	424,8	8					

: von Etzel.

s.	Baukosten.			Kosten des Oberbaues für 1 Geleise per lauf. Fuß.	Bemerkungen.
	Gründung.	Mauerwerk.	Eiserner Oberbau.		
	Francs.	Francs.	Francs.		
	77458	73930	84256	319,26	D. Br. ist für 2 Geleise angelegt. 1853.
	1813	37568	53648	286,58	Bauzeit 1853—54. 2 Geleise.
				für 2 Gel.	
ton oft	69895	231104	299000	866,0	Die Br. liegt in einem Gefäll von 18 p. M. Bauzeit 1854—56.
ür-					
	20130	39820	64890	367	2 Geleise. Bauzeit 1855—56.
	8100	23230	33760	380	ditto. ditto.
	3146	36189	33760	380	ditto. ditto.
ton oft	73325	36685	102000	363	ditto. ditto.
	900	109150	102150	363	ditto. 1855—57.
nd	22400	212000	724600	1292	2 Geleise und Fahrweg. 1856.
ton oft	78852	32390	102000	363	1 „ 1855—57.
	156520	75840	121500	378	1 „ 1856—57.
ton oft	81200	43000	139200	361,7	1 „
	34369	149811	261285 49600 Rüstungen.	—	1 „ 1853—56.
			Pfeiler: 408775 u. 5800 R.	571,4	
	28898	85537	180460 u. 8980 R.		
			Pf.: 102358 u. 2700 R.	408,29	1 „ 1854—55.
	14775	52177	145227 u. 15800 R.		
			Pf.: 111942 u. 2900 R.	462,7	1 „ 1853—56.
			7000 Geländer	835,5	2 „ Krümmung von 1200' Halbm. Steig. 20 p. M. 1854—56.
			12618 Geländer	808	2 Geleise. Krümmung von 2600' Halbm. Steig. 20 p. M. 1855—56.

§. 93.

Blechbrücken von Fairbairn und Stephenson.

Die gewöhnlichen Blechträger, sowie auch die Gitterwerke haben immer den Nachtheil, daß ihr Widerstand gegen seitliche Ausbiegung im Verhältniß zu ihrer Tragkraft gering ist, und man somit durch Vermehrung der Querverbindungsstücke den nöthigen Grad von Seitensteifigkeit hervorzubringen genöthigt wird. Um nun einem Träger aus Eisenblech schon durch seine Querschnittsform die gehörige Steifigkeit zu verschaffen, schlug Stephenson vor, denselben kasten- oder röhrenartig zu construiren und wählte vorzugsweise die rechteckige oder trapezförmige Querschnittsform, wo also dann die vertikalen oder wenig geneigten Seitenwände in vertikalem Sinne dasselbe sind, wie Boden und Decke in horizontalem Sinne. Insofern nun diese Brückenträger nach der Idee Stephenson's durch den Besitzer einer Maschinenfabrik, Namens Fairbairn, in Ausführung gebracht wurden, und letzterer bezüglich der Construction derselben wesentliche Verbesserungen machte, scheint es auch erklärlich, daß solche Brücken mit kastenförmigen Trägern unter dem Namen Fairbairn'sche Brücken bekannt sind.

Die Taf. XXII., Fig. 1 bis 10, zeigt die Construction der Brücke über die Court-Street auf der Eisenbahn von Rugby nach Leamington. Dieselbe kreuzt die Straße unter einem Winkel von 47° 50' und hat 3 Träger von 42 Fuß freier Länge; die beiden Seitenträger haben durchaus den gleichen Querschnitt und sind mit einem gußeisernen Geländer versehen; der mittlere Träger dagegen ist nach den Gesetzen der relativen Festigkeit in der Mitte höher, wie an den Auflagern. Fig. 3 und 4.

Alle 6' sind die Träger durch Querplatten ausgesteift. Fig. 2 und 5.

Die Fig. 8 und 9 zeigen die Verbindung der Seitenplatten.

Die Deckplatten sind von Gußeisen und haben zur Verbindung Stoßflantschen, durch welche 5 Bolzen gezogen werden. Fig. 1 und 10.

Die Auflagerung der Träger ist aus den Fig. 6 und 7 ersichtlich.

Die Verbindung der in 6' Abstand angebrachten Aussteifungsplatten mit den Seitenwänden geschieht mittelst Winkeleisen.

Eine andere Fairbairn'sche Brücke über die Althorpe-Street ist auf Taf. XXII. durch die Fig. 11, 12, 13 und 14 dargestellt. Die Achse der Brücke macht mit der Straßenachse einen Winkel von 52°. Die freiliegende Weite der Träger beträgt 60 Fuß.

Die Fig. 11 zeigt den Grundriß der Brücke mit der Anordnung der Längen- und Querträger.

Fig. 14 ist die Seitenansicht des Längenträgers mit einem Theil des Längenschnitts desselben.

Fig. 12 Querschnitt des Längenträgers und der Brückenbahn.

Fig. 13 Horizontalschnitt durch die Mitte des Längenträgers und obere Ansicht der Träger.

Die Höhe der Seitenwände der beiden Brückenträger ist 6' 6''; ihre Breite 2' 6''; Stärke der Seitenbleche $^3/_8$''. Der Boden hat zwei Blechlagen von

$^3/_8$" Stärke, die gußeiserne Deckelplatte ist einen Zoll stark und hat vier doppelte Nerven.

Die Aussteifung der Kastenwände geschieht theilweise durch die gußeisernen Rahmen, an welchen die Hängbolzen befestigt sind, theilweise durch die an den Plattenstößen befindlichen T-Eisen.

An jedem Stoß zweier Bodenplatten ist eine 2' lange Platte mit sogenannten Kettennieten aufgenietet.

Auf den Widerlagern ruhen die Enden der Träger in einfachen gußeisernen Lagerplatten.

Eine der ältesten Fairnbairn'schen Brücken ist die im Jahr 1846 erbaute Wegbrücke von 60' Spannweite über die N. W. Eisenbahn am Ende der Eisenbahnstation Camden. Der Kopf besteht aus einer gußeisernen Rippe von 50 □" Querschnitt. Dieselbe hat die Form eines ⊢, zu dessen Seiten die 8' hohen Blechwände, welche als Füllung dienen, mit Bolzen befestigt sind.

Die $^3/_8$" starken Blechwände sind zwar nur einfach, allein alle $4^1/_4$ Fuß sind sie bei jedem Stoße durch eine 1' breite aufgenietete Deckplatte verstärkt. Der Boden besteht aus einem doppelten Blechstreifen von 2' Breite, der mittelst zwei Winkeleisen mit den vertikalen Seitenwänden verbunden ist. Die 30' langen gußeisernen Querbalken, welche die Fahrbahn tragen, hängen an der Füllung, indem dieselben stumpf an die Blechwand angestoßen und mit einem gußeisernen Ansatz im Innern des Trägers verbolzt sind. Die lichte Entfernung zwischen diesen Querbalken beträgt $12^1/_2$' und ist mit 12' langen und 4' breiten gußeisernen Platten überlegt. Auf diesen Platten liegt eine Bedielung, auf welche eine Kiesschichte folgt, in die ein Holzpflaster versetzt ist. *)

Bei andern Brücken von Fairbairn ist der gußeiserne Kopf durch einen schmiedeisernen hohlen Barren ersetzt; besonders bei Landungs-, Dreh- und Schiebbrücken ist dieß der Fall und man sieht z. B. in Liverpool bei dem St.

*) Das Eigengewicht der Brücke ist 5000 Pfund per laufenden Fuß. Setzt man die Verkehrsbelastung π, so ist die ganze Belastung per laufenden Fuß = 5000 + 30 π, indem die Brücke 30' breit ist. Die Belastung erzeugt in dem Kopf und Fuß der 7' 10" oder $\frac{94}{12}$ Fuß hohen Rippe einen Druck und eine Spannung von

$$\frac{\frac{1}{2}\ (5000 + 30\ \pi)\ .\ 30^2}{\frac{94}{12}}$$ (Gl. III$_a$. §. 1 des Anhangs.)

= 287235 + 1723·4 π Pfd. Dieser Kraft wirkt entgegen: im Kopf 100 □" Gußeisen und im Fuß 36 □" Kesselblech. Es ist daher: im Kopf das Gußeisen einem Druck von [illegible] π, im Fuß das Blech einer Spannung von 7979 + 47·9 π Pfund per □"

haben einem Druck und Zug zu widerstehen, welcher gleich ist dem Total= 150000 + 900 π Pfd. Diesem wirken entgegen 4 . 94" . $^3/_8$" oder auf 1 □" 1064 + 6·4 π Pfund. Hieraus geht hervor, daß die reichend stark sind, dagegen in dem Fuß der Rippe die Belastung nähert, sie wird nämlich für π = 50 Pfund. 40000 Pfund oder

George Dock eine derartige Landungsbrücke von 142' freier Tragweite. Die Höhe der beiden Träger ist an den Enden 5' 6" und nimmt nach der Mitte bis auf 8' 6" zu. Die obere Abtheilung jedes Trägers ist 2' 6" breit, 1' 1" hoch und dabei noch durch eine Scheidewand in 2 gleich große Zellen getheilt. Der übrige Körper der Träger ist zwischen den Außenflächen der Seitenwände 2' dick und aus 2' breiten, vertikal durch 4 ½ Zoll breite Stoßbleche aneinander gereihten Blechtafeln gebildet.

Sämmtliche Nieten stehen von Mitte zu Mitte in 2¾ Zoll weiten Entfernungen auseinander. Die obere Abtheilung der Träger ist aus Blechtafeln von 6' Länge hergestellt, deren Stoßfugen auf der Außenseite ebenfalls mit Stoßblechen überdeckt sind. Die lichte Entfernung der beiden kastenförmigen Träger, oder die Breite des Fahrwegs der Brücke beträgt 11' und die jedes der Fußwege 6'. Im Mittel ihrer Tragweite sind beide Träger durch ein gebogenes, ebenfalls röhrenförmiges Joch zusammengehalten. Die hölzernen Querschwellen der Brückenbahn sind in der Mitte 10/8", an den Enden 8/8", und hängen mittelst schmiedeiserner Bänder an den Trägern. Jeder Fußweg ist mit einem leichten Geländer versehen.

Die weiteste Fairbairn'sche Brücke, welche bis jetzt ausgeführt ist, führt die Manchester-Sheffield-Eisenbahn bei Gainsborough über den Trent-Fluß. Sie hat 2 Oeffnungen, jede von 154 Fuß Weite. Widerlager und Mittelpfeiler sind von Stein hergestellt. Die Brücke überschreitet den Fluß in einer schiefen Richtung von 50 Graden. Die Träger sind in ihrer ganzen Länge gleich hoch, und liegen über jeder Brückenöffnung paarweise, und zwar in einer gegenseitigen Entfernung von 26 Fuß, so daß sie die beiden Schienengeleise einschließen. Die Träger sind 12 Fuß hoch; die obere in 2 gleiche Zellen getheilte Abtheilung derselben ist 3' ¾" breit und 1' 3" hoch. Die Fugen der Seitenwände sind äußerlich wieder mit Stoßplatten, aber an der innern Seite der Träger mit T-Rippen überdeckt. Ein 1 Fuß breiter Blechstreifen, mit 2 Schienen Winkeleisen längs seiner Kanten ist an der Außenfläche jedes Trägers in Form eines Bogens angenietet, um denselben gegen die Mitte hin mehr Stärke zu geben, und somit überall die gleiche Festigkeit zu erzielen. Die Eisenbahnschienen liegen in Stühlen auf hölzernen Langschwellen, von hohlen Querschwellen aus Eisenblech unterstützt, welch letztere auf den Bodenplatten der beiden Hauptträger ruhen, und gleichzeitig auf diese festgenietet sind. Diese Querschwellen liegen senkrecht auf der Brückenachse und zwar in Abständen von 4 zu 4 Fuß von Mitte zu Mitte derselben. Die Eindeckung ist von Holz.

§. 94.

Brunel'sche Blechbrücken.

Die Brunel'schen Blechbrücken unterscheiden sich von den gewöhnlichen gußeisernen Barrenbrücken nur dadurch, daß die Träger derselben aus Kesselblech zusammengesetzt sind und die Querschnittsform Fig. 19, Taf. XXII., haben.

Mit solchen Trägern hat Brunel auf der Süd-Wales-Eisenbahn Oeffnungen bis zu 100 Fuß Weite überbrückt, indem er entweder 2 Träger für ein, oder

für 2 Schienengeleise anwendete. Eine der größten Brücken der Art ist die
er den Wye bei Chepstow; sie hat 4 Oeffnungen, eine von 300 Fuß und 3
n 100 Fuß Weite. Die Träger der 300 Fuß langen Bahn sind durch 2
ängketten unterstützt, deren Enden sich an einen über der Bahn befindlichen
trecbalken, beziehungsweise an eine 9′ im Durchmesser haltende Kesselblechröhre
mmen. Die 100 Fuß weiten Oeffnungen haben die Blechträger von dem Quer-
nitte Fig. 19. Bei diesen Blechträgern sind die Kopf- und Bodenplatten nur
ckwirkend und absolut in Anspruch genommen, während die mittlere vertikale
and dazu dient, die Belastung von dieser ausgehend rückwirkend von oben nach
ten und absolut von unten nach oben fortzupflanzen. Diese Fortpflanzung der
hnenden oder drückenden Kräfte vom obern auf den untern und vom untern
f den obern Theil des Querschnitts muß stattfinden, wenn die Construction
cht zusammenbrechen soll. *).

*) Um die Kräfte zu bestimmen, welchen die Zwischenwand einer Brunel'schen Rippe ausge-
t ist, denke man sich die Spannungsdifferenz im Kopf zwischen 2 Punkten, A und B, Fig. 21,
f. XXII., deren unendlich kleine Entfernung = d ist, und welche man sich in der Mitte von
bei C gegen F hin mit der Kraft $\frac{M_{(x+d)} - M_{(x)}}{h}$ (siehe §. 1. des Anhangs) wirkend denken
n, werde durch den Druck im Ausfüllungsstreifen CH und durch die Spannung im Streifen
 aufgehoben. Setzt man die Winkel KCI und HCF = α und β, so ist

der Druck im Streifen CH $= \frac{M_{(x+d)} - M_{(x)}}{h} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}$

die Spannung im Streifen CK $= \frac{M_{(x+d)} - M_{(x)}}{h} \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)}$

die Breite des Streifens CH ist = d sin β

" " " " CK ist = d sin α

mnach ist für die Metall-Längeneinheit der Druck im Streifen CH

$$= \frac{M_{(x+d)} - M_{(x)}}{hd} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta) \sin \beta}$$

d die Spannung im Streifen CK

$$= \frac{M_{(x+d)} - M_{(x)}}{hd} \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta) \sin \alpha}.$$

mmt man den Elasticitätscoefficienten in Bezug auf Druck und Spannung gleich, so wird die
and gleich viel unter beiden nachgeben, und der Druck und die Spannung in den Streifen
I und CK wird gleich sein; dieß ist jedoch nur möglich, wenn $\alpha = \beta$ ist, und diese Kräfte
d sodann:

$$\frac{M_{(x+d)} - M_{(x)}}{hd} \cdot \frac{1}{\sin(\alpha + \beta)}.$$

iese Kraft ist ein Minimum für $\alpha + \beta = 90^\circ$ oder $\alpha = \beta = 45^\circ$, also wenn die spannen-
 und drückenden Kräfte sich unter einem rechten Winkel kreuzen. Die Spannung oder der
ruck ist daher nie kleiner als

$$\frac{M_{(x+d)} - M_{(x)}}{hd}$$

r die Längeneinheit.

Wenn der Träger an beiden Enden aufruht und in der Mitte belastet ist, so hat man
nhang §. 1.):

$$M_{(x)} = x(P + pl) - \tfrac{1}{2} px^2 \text{ und}$$

$$\frac{M_{(x+d)} - M_{(x)}}{d} = P + p(l - x)$$

Da man zu der Annahme berechtigt ist, daß die Richtung des Zuges und des Druckes in einer solchen Rippe sich unter einem rechten Winkel kreuzen, so wäre es zweckmäßig, die Eisenplatten der Ausfüllung ebenfalls in einer unter 45° geneigten Richtung zu stoßen und an den Stößen als Verstärkungen Winkeleisen oder T-Eisen anzunieten.

§. 95.

Das Brückensystem von Neville.

Neville, ein belgischer Ingenieur, schlug im Jahr 1846 zur Uebersetzung mehrerer Canäle und kleiner Flüsse auf der Eisenbahn von Charleroy nach Erquelines ein Constructionssystem vor, welches seiner Zierlichkeit und Einfachheit wegen die Aufmerksamkeit der Ingenieure auf sich gezogen hat.

Die Fig. 18 und 19, Taf. XX., zeigen dieses System in der Ansicht und in dem Querschnitte. Die Brückenträger, welche auf eine Länge von 21·6 Mtr. frei liegen, haben einen Abstand nach der Breite der Brücke von 1·85 Mtr.; sie sind in der Hauptsache aus Schmiedeisen, und bestehen aus einem System von Streben, welche durch 4 Paar Streckschienen miteinander verbunden sind. Zwischen je 2 Streckschienen eines Paares sind die leeren Räume mit gußeisernen Barrenstücken ausgefüllt.

Man sieht aus dieser Construction, daß Neville mit der Wirkung der Kräfte in seinem Brückenträger nicht ganz im Klaren war, denn ein solcher kann nur dann genügen, wenn bei einer etwaigen Durchbiegung desselben die obern und untern Streckschienen gleichzeitig in Angriff kommen, die obern rückwirkend, die untern absolut widerstehend. Dieß erfordert, daß weder ein Auseinandergehen noch ein Annähern der Streckschienen möglich ist. Daß also in dem Theil der Construction, welcher die Streckschienen zu vereinigen hat, wieder 2 Elemente enthalten sind, ein absolutes und ein rückwirkendes. Das absolut wirkende Element ist bei dem Neville'schen Träger wohl vorhanden, allein das rückwirkende fehlt ganz, oder ist wenigstens nicht genügend vertreten, denn abgesehen

---

also der Druck oder Zug für die Längeneinheit $= \frac{P + p\,(l - x)}{h}$ und für die Länge $h = P + p\,(l - x)$ d. h. der Druck und die Spannung, welcher ein Stück der Ausfüllung, das so lang ist, als die Construction an der betreffenden Stelle hoch ist, zu widerstehen hat, ist nicht kleiner, als das Gesammtgewicht sämmtlicher zwischen dieser Stelle und der Mitte vertheilten Lasten.

Ist z. B. das Eigengewicht einer solchen Rippe 9 Tonnen, und die gleichförmig vertheilte Last = 100 Tonnen, so hat die Blechwand an den Auflagerungen einen Druck von $(100 + 9)\ {}^1\!/_2 = \frac{109}{2} = 54{\cdot}5$ Tonnen oder $54{\cdot}5 \,.\, 2240$ Pfund $= 121080$ Pfund auszuhalten.

Die Querschnittsfläche der 4' hohen Wand sei $4 \,.\, 12 \,.\, {}^1\!/_4 = 12$ □"; so kommt also auf einen □Zoll ein Druck oder eine Spannung von $\frac{121080}{12} = 10090$ Pfund oder 4·4 Tonnen. Nach den Versuchen von Brunel hat sich die Wand eines solchen Trägers bei 5 Tonnen Druck eingebogen, obgleich sie einer Spannung von 13 Tonnen per □Zoll absolut widerstehen könnte; diese äußerste Gränze der Belastung darf also nie erreicht werden, es ist vielmehr rathsam, nur 2 Tonnen per □Zoll zu gestatten.

davon, daß alle Streben aus Schmiedeisen gefertigt sind, scheinen auch die rückwirkend angegriffenen Streben nicht so eingesetzt zu sein, als könnten sie großen Pressungen widerstehen, indem gegen ein Gleiten der rückwärts laufenden Streben nicht genug Vorsorge getroffen ist.

Die Commission, welche zur Prüfung des Neville'schen Systems niedergesetzt wurde und ausführliche Versuche *) zu diesem Behufe angestellt hat, scheint auch keine sehr befriedigenden Resultate gefunden zu haben, denn sie spricht sich in ihrem Gutachten nicht für die unbedingte Anwendbarkeit des Brückensystems aus, sondern stellt vielmehr den Antrag, daß die Passage einer Neville'schen Brücke erst auf den Grund vorhergegangener Versuche genehmigt werden solle, welche Versuche dargethan haben müßten, daß bei gleichzeitiger Belastung der beiden Geleise durch 2 Locomotiven sammt Tender, welche ein Gewicht von 70 Tonnen haben, die Senkung höchstens 32 Millimtr. betrage und wieder verschwinde, sobald die Last entfernt sei, natürlich vorausgesetzt, daß die Träger der zu erbauenden Brücke denjenigen ähnlich sind, welche zu den Proben gedient haben, und daß sie auf 21·6 Mtr. frei liegen. Ein weiterer Umstand, welcher gerade nicht zu Gunsten des Systems spricht, ist auch der, daß die bleibende Einbiegung der ersten Neville'schen Brücke bei 21·6 Mtr. Spannweite 8 Millimeter betrug. Bezüglich der Unterhaltung einer solchen Brücke spricht sich die Commission dahin aus, daß solche bei der großen Zahl der Verbindungsbolzen an jedem Träger jedenfalls eine ebenso verständige als thätige Umsicht erfordere.

§. 96.

Die Fachwerkbrücken von Rider.

Diese Brücken sind nach demselben Prinzip construirt, wie die Long'schen Hängbrücken; dabei ist der Grundsatz, dem Drucke bloß Gußeisen und der Spannung bloß Schmiedeisen entgegenzusetzen, consequent durchgeführt.

Auf Taf. XXIII. befinden sich die Zeichnungen einer Rider'schen Brücke. Fig. 1, 2 und 3 sind der Aufriß, Grundriß und Querschnitt, Fig. 4 bis 8 Details zu dieser Brücke, mittelst welcher der Rock-Creek zwischen Washington und Georgtown überbrückt wird. Dieselbe besteht aus einer einzigen Oeffnung von 116 Fuß Spannweite; die ganze Brückenbahn wird durch 3 Tragrippen in 2 Fahrbahnen und 2 Fußpfade abgetheilt.

Der Kopf der Tragrippen ist aus 2 gegossenen Winkeleisen zusammengesetzt, wie aus Fig. 5 zu ersehen. Der Fuß derselben besteht bloß aus 2 schmiedeisernen Schienen, Fig. 3, 4, 6, welche auf der hohen Kante durch Bolzen platt aneinander geschraubt werden, die zugleich auch durch das Oehr der schmiedeisernen Zugbänder gehen, mittelst deren die absolut wirkenden Kräfte vom Fuß auf den Kopf der Rippe übertragen werden.

Die Uebertragung der rückwirkenden Kräfte geschieht durch gußeiserne Ständer, deren Form aus Fig. 3, 4 ersichtlich ist. Diese reichen jedoch nicht bis zu den beiden Fußplatten, sondern nur bis zu den gußeisernen Querschwellen herab,

*) Förster's Bauzeitung 1848. S. 182.

welche zwischen beiden eingeschoben sind, und so noch einen Theil der Ständer bilden, indem sie mit derselben Kraft wie dieser zusammengepreßt werden. Die Zugbänder laufen von dem Kopf eines Ständers aus nicht an den Fuß des nächsten, sondern erst des dritten Ständers. Um die Ständer zu verhindern, auf den Querschwellen zu rutschen, sind an diese Vorsprünge angegossen, vor denen die Ständerfüße gabelförmig aufsitzen, wie dieß aus dem Grundriß Fig. 6ᵃ zu ersehen ist.

Aus derselben Figur geht auch die Art und Weise hervor, wie die Querschwellen gestoßen sind. Unter den Querschwellen befinden sich die Windbänder, welche auf die Länge der Brücke 6 Andreaskreuze bilden und an ihren Enden zu beiden Seiten mit den Streckschienen verbolzt sind; ihre Kreuzung in der Mitte wird durch einen Ring, Fig. 7, bewirkt. Ueber den Querschwellen liegt ein einfacher Bohlenbelag von 3″ Stärke, welcher zu beiden Seiten durch gußeiserne Saumschienen abgegränzt wird. Die Endständer sind Fig. 4 abgebildet.

Die Spannweite der Brücke ist, wie erwähnt, 116 Fuß; der Inhalt des Querschnitts der Kopfschienen 13 □Zoll für eine Rippe, und 39 □Zoll für die 3 Rippen; jener der Fußschiene 5 □Zoll für eine und 15 □Zoll für die 3 Tragrippen; 24 Tonnen wiegt sämmtliches Eisenwerk an dieser Brücke, auf den laufenden Fuß treffen demnach 463·5 Pfund. Addirt man hierzu noch das Gewicht der Brückenbahn mit 408 Pfund und setzt die Verkehrsbelastung für den □Fuß π, so hat man, da die Brücke 34 Fuß breit ist, die Totalbelastung der Brücke $871{\cdot}5 + 34\pi$ Pfund; die lichte Höhe einer Rippe ist $8'\ 4'' = \frac{25'}{3}$; man hat daher den größten Druck oder Zug in den untern und obern Streckschienen: nach den Formeln VII., Anhang §. 1.

$$O_{(l)} = \frac{p l^2}{2h} = \frac{(871{\cdot}5 + 34\pi)\left(\frac{116}{2}\right)^2}{2 \cdot \frac{25}{3}} = 170904 + 6862{\cdot}5\,\pi.$$

Diesem Drucke im Kopfe wirken entgegen 39 □Zoll Gußeisen; es trifft demnach auf 1 □Zoll eine Belastung von $4382 + 176\,\pi$ Pfund und im Fuß der Rippe 15 □Zoll Schmiedeisen, denen eine Belastung entspricht von $11394 + 458\,\pi$. Wird die zufällige Belastung $\pi = 25$ Pfd. angenommen, was also nur halb so viel ist, wie man in der Regel anzunehmen pflegt, so erhält man beim Gußeisen eine Belastung von 8782, und beim Schmiedeisen eine Belastung von 22844, oder für den □Centimeter von 636·5 Kil. und 1656·2 Kil. Die erlaubten Belastungen sind aber höchstens 1000 und 1200 Kilogr., es geht daher klar hieraus hervor, daß die angenommenen Dimensionen besonders beim Schmiedeisen *) zu schwach sind. Der vertikale Druck, dem ein gußeiserner Ständer zunächst am Widerlager zu widerstehen hat, ist nach denselben Formeln $\frac{1}{3} \cdot 58\,(871{\cdot}5 + 34\,\pi) =$

---

*) Die rückwirkende Festigkeit des Gußeisens ist 10000 Kil.; die absolute Festigkeit des Schmiedeisens für dicke Stäbe ist 3400 Kil.

16849 + 657·3 π. Dieser Kraft wirken entgegen 13 □Zoll Ständerquerschnittsfläche. Es kommen sonach auf einen Zoll 1297 + 50·5 π, dieß gibt für π = 25 Pfd. 2559·5 Pfd. oder 185·5 Kil. für 1 □Centim., was nicht viel ist.

Der Zug, dem die Zugbänder zu widerstehen haben, ist, da diese einen halben rechten Winkel mit den Ständern bilden: $\sqrt{2}\ \{16849 + 657{\cdot}3\pi\} = 23828 + 929{\cdot}6\pi$ Pfund. Dieser Kraft wirken entgegen 3 □Zoll Querschnittsfläche des Zugbandes; es kommen sonach auf 1 □Zoll 7943 + 309·8 π Pfund und für π = 25, 15688 Pfd. oder 1137·3 Kil. für 1 □Centim., was dem dritten Theil der absoluten Festigkeit gleich kommt.

Die Rider'schen Brücken werden in Amerika auch mit hölzernen Querschwellen erbaut. Die gußeisernen Ständer stehen alsdann direct auf den Streckschienen, Fig. 8. Die Querschwellen sind doppelt und ruhen auf Absätzen, welche an die Ständer angegossen sind, während letztere zangenartig von ihnen umfaßt werden.

Im Allgemeinen verdienen die Rider'schen Brücken, bei richtig angenommenen Dimensionen, für die Anwendung empfohlen zu werden, indem nicht allein die Anordnung der Theile eines Trägers äußerst einfach und verständig ist, sondern auch die Vertheilung und Wahl des Materials zweckmäßig und den in dem System wirkenden Kräften entsprechend erscheint.

Die Nachtheile bei dem Rider'schen System, welche nicht unerwähnt bleiben dürfen, sind: daß die Träger aus sehr vielen einzelnen Stücken bestehen, daß ferner bei heftigen Stößen ein Aussprengen der Bolzen in den gußeisernen Winkelschienen, welche den Kopf der Rippe bilden, zu gewärtigen steht, und endlich, daß eine sehr genaue Bearbeitung der einzelnen Theile nöthig ist. Offenbar würden diese Nachtheile theilweise beseitigt werden, wenn man die Kopfschienen aus Schmiedeisen zusammensetzte.

§. 97.

Bogenbrücken von Fox und Henderson.

Die Träger dieser Brücke sind ganz aus Schmiedeisen; sie bestehen aus einer nach Bogenform gekrümmten Röhre aus Kesselblech, deren Enden durch eine Zugkette sehnenartig verbunden sind und auf 2 gußeisernen Platten ruhen, wovon die eine auf Walzen läuft, um die Längenänderung in Folge Temperaturwechsels zu gestatten. Der Horizontalschub des Bogens wird durch die eiserne Zugkette aufgehoben. Bogen und Sehne sind durch vertikale blecherne Pfosten und starke schmiedeiserne Andreaskreuze mit einander verbunden, um jede Formänderung des erstern zu verhindern.

Eine der schönsten derartigen Brücken ist die von Fox über die Commercial-Straße erbaute Eisenbahnbrücke auf der Verbindungsbahn der Blackwall- und Eastern-Counties-bahn.

Aus der Ansicht, dem Grundriß und dem Querschnitt Fig. 9, 10, 11, Taf. XXIII., geht die Construction dieser Brücke im Allgemeinen deutlich hervor.

Der Bogen, dessen Querschnitt Fig. 13 und Ansicht Fig. 17 ist, besteht aus einem kastenförmigen Balken von Kesselblech, dessen sämmtliche Ecken mit Winkeleisen verstärkt sind. Die Sehnenkette besteht aus Gliedern von abwechselungsweise

10 und 9 Stück Kettenstangen, wovon erstere $\frac{8\frac{1}{4}}{\frac{7}{8}}$ Zoll und letztere $\frac{8\frac{1}{4}}{\frac{15}{16}}$ Zoll stark sind. Sie haben alle die Länge eines Faches, und überbinden sich bei den Stößen um 2′, wo sie fest zusammengenietet sind, Fig. 18 und 14; hier besteht daher die Kette aus einem Eisenklotz, der, ohne ihre absolute Tragfähigkeit dadurch zu verringern, dorchbohrt werden darf, um den Bolzen durchzulassen, der sie mit den vertikalen Ständern und den Streben verbindet. Zur Befestigung der Kette mit dem Bogenende wurde letzteres auf eine Länge von 5′ ganz mit vernieteten und verbolzten Blechtafeln von Kettenstangendicke ausgefüllt; das äußerste Ende jeder zweiten Blechtafel wurde dann so weit ausgeschnitten, daß die Kettenstangen durchgesteckt werden konnten, die mit Oehr und Keilen an den nicht ausgeschnittenen Tafeln hängen. Fig. 15 und 16. Die nur rückwirkenden Pfosten zwischen Kette und Bogen, Fig. 11 und 12, haben die Form eines doppelten T. Die beiden Seitenplatten reichen über den Bogen hinauf und über die Ketten hinunter und werden von den Bolzen gefaßt, die auch noch die Streben mit der Kette wie mit dem Bogen verbinden. Die oben und unten verstärkte Mittelplatte steht mit dieser stumpf auf der Kette und dem Bogen. Die Streben und Gegenstreben bestehen aus vier Eisenstangen, welche an dem Fuß und Kopf der Pfosten durch den dort befindlichen Bolzen, an dem gemeinschaftlichen Kreuzungspunkt aber durch eine entsprechend geformte Doppelplatte gefaßt werden.

Die ebenfalls doppelt Tförmigen Querschwellen aus Eisenblech, Fig. 12, hängen an den vertikalen Pfosten. Ein an der untern Fläche des Trägers genietetes Knie wird von den Bolzen daselbst gefaßt, und ein an dessen obere Fläche genietetes bugartiges Knie ist selbst mit der vordern Platte des Ständers vernietet. Um an Höhe zu sparen, liegen die hölzernen Langschwellen nicht auf diesen Querträgern, sondern sie sind tief in dieselben eingelassen und ruhen auf angenieteten Winkeln. Fig. 11. Zwischen den Langschwellen ist ein Bohlenbelag, der noch durch einen Ueberzug von geripptem Blech gegen Feuersgefahr geschützt ist.

Die Hauptdimensionen eines Trägers sind:

Sehnenlänge eines Bogens . . . . 120 engl. F.
Pfeilhöhe " " . . . . 8 " "
Querschnitt eines Bogens im Ganzen 88 □Zoll und nach Abzug
der großen Bolzenöffnungen am Ende jedes Faches . . . . 77 □Zoll.
Querschnitt der Ketten 69 □Zoll und nach Abzug der Bolzenlöcher 63 "
Querschnitt der vertikalen Pfosten nach Abzug der Bolzenöffnungen 20 "

Die schmiedeisernen Diagonalstreben sind alle 5″ breit und $\frac{5}{8}$ bis $1\frac{3}{32}$ Zoll dick. Die mittleren Streben sind nämlich stärker als die an den Seiten. *)

---

*) In der beschriebenen Brücke ist die ganze Spannweite $2l = 120'$; $f = 8'$; $p = 1810$ Pfd.; man hat daher nach der Formel (VIII) §. 5. des Anhangs den größten Druck im Bogen:

$$D = 232{\cdot}9\,(p + p').$$

Der Querschnitt des Bogens ist 77 □ Zoll, es wird daher:

$$\frac{D}{77\,\square''} = 5473{\cdot}9 + 3{\cdot}024\,p'.$$

§. 98.

Zuweilen hat man auch die beiden Bogenenden, statt durch eine Zug- oder Spannkette, durch eine zweite Röhre sehnenartig verbunden. Eine Brücke mit solchen Bogenrippen führt die Eisenbahn über den Fluß Ouse in England, und zwar über eine Oeffnung von 170 Fuß Weite bei einer Höhe des röhrenförmigen Bogens von 15 Fuß. Der Bogen ist von $\frac{1}{2}$ Zoll starken Blechen gebildet und zeigt durchgängig ein und denselben Querschnitt von 4 Fuß Höhe und 3 Fuß Breite. Die Sehnenröhre hat einen rechtwinkligen Querschnitt von 2′ 6″ Höhe und 3′ Breite. Für 2 Schienengeleise sind 3 Rippen aufgestellt. Da wo Bogen und Sehne zusammentreffen, sind über beide starke Eisenplatten genietet.

§. 98a.

Bogenbrücke über die Aare bei Olten von Etzel. Taf. XXIII a und b.

Nach Art der gußeisernen Bogenbrücken construirte Oberbaurath Etzel eine Brücke über die Aare bei Olten. Dieselbe hat 3 Oeffnungen, also 2 Widerlager und 2 Pfeiler von Stein. In jeder Oeffnung befindet sich ein Bogen von Eisenblech, über welchem ein eiserner Blechbalken ruht, der sich auf ersteren mittelst senkrechten Stützen von Winkeleisen stützt. Die lichte Weite eines Bogens ist 105′ schweiz. Maaß, die Pfeilhöhe 17′. Die 2 Geleise jeder Oeffnung werden durch 5 Bogen unterstützt, die in gleichen Entfernungen von 6′ von einander abstehen, so daß die Schienenstränge in die Mitte zwischen 2 Bogen fallen.

Jeder Bogen besteht aus 2 Blechlagen von 3′ Höhe und 2,5 Linien Dicke; zwischen den beiden Blechlagen ist ein freier Raum von 5‴, in welchem sich ein 5‴ dicker concentrischer Blechstreifen befindet. Durch 11 Querverbindungen sind die 6 Bogen zu einem System zusammengehalten. In jedem Bogenschenkel stehen 9 Stützen; jede Stütze besteht aus vier 35‴ starken Winkeleisen, welche im Querschnitt ein Kreuz bilden und zwischen sich 5‴ Spielraum lassen zur Anbringung von Längen- und Querverbindungen. Der gerade Blechbalken auf jedem Bogen hat 2′ Höhe und dieselbe Stärke wie der Bogen. Sowohl an dem Bogen wie an dem Balken sind oben und unten 35‴ starke Winkeleisen und an dem ersteren befindet sich unten, an dem letzteren oben eine Eisenplatte von 80‴ Breite und 5 Linien Stärke.

Die geraden Blechträger sind durch 24 Querverbindungen zu einem System verbunden. Ueber den Blechträgern liegen in Entfernungen von 2′ 4″ von Mitte zu Mitte Querbalken, auf welchen die Schienen befestigt sind.

Da wo die Bogen auf den Pfeilern und Widerlägern ruhen, sind gußeiserne Schuhe mit Keilen.

§. 99.

Tunnel- oder Röhrenbrücken von Stephenson. *)

Von diesen Brücken sind erst zwei zur Ausführung gekommen, die eine bei Conway und die andere über die Menaistraße bei Bangor auf der Chester-Holyhead-Eisenbahn in England.

Setzt man nun p′ = o, so wird die Belastung auf einen □Zoll 5474 Pfd. oder 396·8 Kil. per □Centim.; für p′ = 1000 Pfd. wird die Belastung 8498 Pfd. oder 612 K. per □Centim.; für p′ = 2000 Pfd. wird die Belastung 11522 Pfd. oder 829 K. per □Centim.

Die Details der Construction der beiden Brücken sind durchaus dieselben, weßhalb in dem Nachstehenden nur die Brücke bei Bangor, welche auch den Namen Britannia-Brücke führt, näher beschrieben werden soll.

Man beabsichtigte erst, die Eisenbahn über die von Telfort im Jahre 1826 erbaute Kettenbrücke zu führen, allein dieß hätte bedeutende Nachtheile für den Betrieb gehabt, indem die Wagen mittelst Pferden über die Brücke hätten gezogen werden müssen.

Die Eisenbahngesellschaft entschloß sich daher für den Bau einer eigenen Brücke über den Meeresarm Menai und wählte die Baustelle da, wo derselbe die geringste Breite hatte und wo zugleich eine Felseninsel lag, die einem Mittelpfeiler als Unterlage dienen konnte. Stephenson entwarf zuerst eine gußeiserne Bogenbrücke mit 2 Oeffnungen von 360 Fuß Spannweite, sie durfte aber nicht ausgeführt werden, weil durch die bedeutenden Massen dieser Brücke nicht allein die Durchgangsöffnung für die Schiffe verringert, sondern auch Windstille an Stellen hervorgebracht worden wäre, wo solche für die Schifffahrt höchst schädlich sein könnte, und weil überhaupt die Admiralität zu beiden Seiten des Britanniafelsens ein lichtes Rechteck von 450′ Weite und 105′ Höhe verlangte.

Nachdem es nun nicht mehr möglich war, die Fahrbahn von unten zu unterstützen, kam Stephenson auf den Gedanken, die Fahrbahn einer Kettenbrücke auf irgend eine Weise so zu versteifen, daß dieselbe fähig werde, schnell fahrende Eisenbahnzüge zu tragen, ohne allzusehr zu schwanken. Er dachte sich daher eine große eiserne rechteckige Röhre so weit, um einen Eisenbahnzug durchzulassen, über die Pfeiler gestreckt und an starke eiserne Ketten angehängt. Von dieser

---

Die größte Kettenspannung erhält man nach Formel (IX) §. 5. des Anhangs:

$$Q = 225\,(p + p').$$

Der Querschnitt ist 63 □Zoll, daher erhält man für $p' = o$, 1000 und 2000 Pfund, die Belastung auf einen Quadratzoll 6464, 10036 und 13607 Pfd. oder 468, 722·5 und 979·7 K. per □Centim.

Zur Bestimmung der an einer Strebe und einem Pfosten wirkenden Kräfte hat man $\frac{1}{4}\,p'\,l = 15\,p'$. Diese Last muß nur noch mit $\frac{x}{x + d}$ und $\frac{s}{f}$ multiplicirt werden, um die Spannung an der betreffenden Strebe zu erhalten; Formel (VII) gibt z. B. für $x = 6d$

$$\frac{x}{x + d} = 0{\cdot}8571;\ \frac{s}{f} = 1{\cdot}386$$

also

$$S_{(x + \frac{1}{2} d)} = 17{\cdot}822\,p'.$$

Die Querschnittsfläche einer Strebe daselbst ist 5 □Zoll, die von beiden daher 10 □Zoll; der Quadratzoll Schmiedeisen einer Strebe ist daher belastet mit 1·782 p′ oder für $p' = 1000$ mit 1782 Pfd. und für $p' = 2000$ mit 3564 Pfd. oder 259·6 K. per □Centim.

Die Querschnittsfläche des Pfostens ist 20 □Zoll; für $p' = 2000$ Pfund ist der mittlere Druck 0·566 p′ = 1132 Pfd. für 1 □Zoll oder 81·5 K. per □Centim.

*) An Account of the Construction of the Britannia and Conway Tubular Bridges etc. by William Fairbairn, London 1849.

und

The Britannia and Conway Tubular Bridges, with General Inquiries on beams, and on the Properties of Materials used in Construction by Edwin Clark, Resident Ingèneer. London 1850.

Idee ging er zwar anfänglich wieder ab, und wollte eine Röhre von elliptischem Querschnitte nehmen, da diese dem Wind den geringsten Widerstand darbieten soll, allein die später angestellten Versuche brachten ihn wieder auf die früheren rechteckigen Röhren zurück, die auch theoretisch mehr begründet sind. Dieser erste Entwurf erhielt im Jahre 1845 vom Parlament die Genehmigung, und es handelte sich nun zunächst um die Bestimmung der Dimensionen der einzelnen Theile der Construction.

Der Maschinenfabrikbesitzer W. Fairbairn wurde beauftragt, mit dem zu verwendenden Material Versuche anzustellen, und Herr Hodgkinson als Theoretiker sollte die Festigkeitscoefficienten ermitteln.

Die Versuche wurden mit Röhren, kreisförmigen, elliptischen und rechteckigen Querschnitts, gemacht. Um einen Vergleich anzustellen, war es nöthig, eine Formel zu bilden, welche für alle die betrachteten Fälle gültig ist und gestattet, alle Resultate auf Röhren von gleichen Dimensionen zu reduciren.

Ist z. B. a die Querschnittsfläche über der neutralen Achse, und a_1 dieselbe unter derselben, so widersetzt sich jedes der Theilchen in a dem Zerdrücken und alle diese Widerstandskräfte sind parallel und haben deßhalb einen Mittelpunkt O; in gleicher Weise haben die Widerstandskräfte im untern Theile einen Mittelpunkt O_1; es seien nun g und g_1 die respectiven Entfernungen der Punkte O und O_1 von der neutralen Achse. Der Widerstand des obern Theils ist der Querschnittsfläche a proportional; sein Moment in Bezug auf die neutrale Achse ist daher:

$$m \cdot a \cdot g$$

Das Moment des Widerstands des untern Theils kann durch

$$m_1\ a_1\ g_1$$

dargestellt werden, daher ist das Moment, mit welchem die Röhre dem Bruche widersteht:

$$m\ a\ g + m_1\ a_1\ g_1.$$

Setzt man $m_1\ a_1 = K \cdot m \cdot a$, so erhält man

$$m\ a\ (g + K\ g_1)$$

für den Ausdruck des Widerstandsmoments. Das Moment der Last ist $\frac{W l}{4}$, wo W die Last und l die Länge des Trägers bezeichnet. Man hat daher:

$$\frac{W l}{4} = m\ a\ (g + K\ g_1).$$

Da $g + K g_1$ in ähnlichen Röhren constant proportional mit der ganzen Höhe d des Trägers ist; da ferner a einen gewissen Theil der ganzen Querschnittsfläche A des Trägers ausmacht und endlich m auch eine Constante ist, so läßt sich die obige Formel auf folgende Weise schreiben:

$$W = \frac{A \cdot d \cdot C}{l}; \text{ wo } C$$

für jede Querschnittsform durch Versuche bestimmt werden muß. Nach dem Werthe von C für die verschiedenen Querschnittsformen können diese beurtheilt werden.

Die Mittelwerthe von C haben sich folgend ergeben:

1) für Röhren kreisförmigen Querschnittes C = 13·03 Tonnen,
2) „ „ elliptischen „ C = 15·3 „
3) „ „ rechteckigen „ C = 21·5 „

Da das Gewicht, welches den Bruch bewirkt, dem Werthe von C proportional ist, so drücken die Zahlen 13·03, 15·3 und 21·5 die respectiven Festigkeiten der Röhren kreisförmigen, elliptischen und rechteckigen Querschnittes aus.

Durch Hodgkinson's Analyse ergab sich, daß die mittlere rückwirkende Belastung des Quadratzolls Eisen in der Decke 13·34 Tonnen bei kreisförmigem Querschnitt betrug; bei elliptischem Querschnitte erhöhte sich dieselbe auf 16·5 Tonnen oder 2600 Kil. per □Centimeter. Bei dem Zusammenbrechen wurde hierbei die Decke zerknickt, oder im Boden schlitzten die Nieten aus.

Wie die Werthe von C zeigen, ist der rechteckige Querschnitt der Röhre der zweckmäßigere; man blieb daher bei dieser Röhrenform stehen und machte Versuche mit einer Modellröhre von 75 Fuß freier Länge, 4·6″ Höhe und 2·11″ Breite, welche, um mehr Material an die Decke zu bringen, mit 6 Zellen versehen war.

Diese Versuche zeigten klar, daß der hohle Träger in sich selbst Tragfähigkeit genug besitze und man der Ketten zur Unterstützung nicht bedürfe; es ergab sich ferner aus denselben eine mittlere absolute Festigkeit des Bleches von 20·3 Tonnen und eine rückwirkende Festigkeit von 14·9 Tonnen. Man hat aber auch noch weiter aus den Versuchen entnommen, daß der Festigkeitscoefficient mit der Blechstärke bedeutend abnimmt, indem er nicht den Widerstand darstellt, welchen das Blech dem Zerdrücken, sondern den, welchen es dem Zerknicken leisten kann. Bei Röhren mit Blechstärken von 0·525 Zoll fand Hodgkinson den Coefficienten 19·17 Tonnen für den □″; für Blechstärken von 0·272 Zoll fand er 14·47 Tonnen; für Blechstärken von 0·124 Zoll ergaben sich nur 7·74 Tonnen.

Es wurde nun an die Ausarbeitung des definitiven Entwurfs geschritten und dabei noch einmal erwogen, ob es nicht zweckmäßig wäre, die Röhren in Ketten zu hängen. Bei der großen Schwierigkeit, Gerüste aufzustellen, durch welche die Schifffahrt nicht gehemmt würde, kam man auf den Gedanken, die Oeffnung zuerst mittelst einer Kettenbrücke zu überspannen, auf dieser sämmtliche zur Röhre nöthigen Materialien zu vertheilen, um den Schwankungen zu begegnen, welche durch successive Belastung der Ketten entstehen könnten, dann erst die Röhre auf der provisorischen Bahn zusammenzunieten, und zuletzt, um Ueberschuß an Tragfähigkeit zu erhalten, die Ketten beizubehalten und an der Röhre zu befestigen. Dieser Gedanke wurde erst später aufgegeben, als schon die Pfeiler und Widerlager bald aufgeführt waren; diese tragen daher noch ganz den Charakter einer Kettenbrücke, indem sie hoch über die Röhren hinausragen und oben Oeffnungen für die Kettensattel haben. Der mit der Ausführung betraute Ingenieur Clark machte nämlich den Vorschlag, die Röhren am Ufer zusammenzunieten, dieselben auf Booten zwischen die Pfeiler zu flößen und sie dann mit Hülfe hydraulischer Pressen in die Höhe auf ihr Lager zu heben, welcher Vorschlag auch von Stephenson angenommen wurde.

Hauptdimensionen der Britanniabrücke sind:

Ganze Länge der Röhre	1524	engl. Fuß.
„ „ „ „ für beide Geleise	3048	„ „
Größte Spannweite im Lichten	460	„ „
Höhe der Röhre in der Mitte	30	„ „
„ „ „ auf den Zwischenpfeilern	27	„ „
„ „ „ an den Enden	23	„ „
Größte Breite der Röhre im Lichten	14	„ „

Die Brücke hat 4 Oeffnungen, 2 von 460′ und 2 von 230′. Auf den mittlern Pfeilern liegt die Röhre auf eine Länge von 45′ auf, auf den beiden Nebenpfeilern 32′ und auf jedem der Widerlager 17′ 6″. Die obere Begränzungslinie der Röhre ist eine sehr flache Parabel und auch die untere jeder einzelnen Röhre ist 9 bis 14 Zoll aufgebogen, damit die Bahn nach erfolgter Einsenkung in einer horizontalen Linie liegt.

Die Fig. 15, Taf. XXII., stellt den Querschnitt der Röhren vor; der obere zellenförmige Theil derselben ist in 8 Abtheilungen geschieden. Die beiden Decken, welche die Zellen oben und unten begränzen, bestehen aus 6′ langen und 1′ 9″ breiten Eisenplatten, deren Dicke von der Mitte aus, wo sie 12/16 Zoll beträgt, gegen die Enden hin allmälig bis auf 10/16 Zoll abnimmt. Die senkrechten Platten sind von gleicher Dicke wie die Deckenplatten, mit welchen sie oben und unten mittelst Winkeleisen fest verbunden sind. An der ganzen obern Seite stoßen die Platten an den Fugen genau aneinander und sind mit Deckplatten verbunden. Die Winkeleisen in den Ecken der Zellen, welche bedeutend zum Widerstand gegen das Zerdrücken beitragen, sind auf dieselbe Weise sorgfältig zusammengefügt; die Nieten in diesem Theil der Röhre sind 1 Zoll im Durchmesser und 3 Zoll von Mitte zu Mitte entfernt. Die Zellen sind quadratisch und haben 1·9″ im Lichten Weite, damit noch ein Mann dieselben innen anstreichen und nöthigenfalls ausbessern kann. Die ganze Querschnittsfläche in den obern Zellen beträgt 670 Quadratzoll. Der Quadratzoll Eisen in dem obern Theil der Röhre hat zu widerstehen:

Ueber dem Mittelpfeiler			
im unbelasteten Zustande . . .	2·1	Tonnen	absolut,
im belasteten „ . . .	2·72	„	„
In der Mitte einer großen Oeffnung			
unbelastet	2·9	„	rückwirkend,
belastet	3·76	„	„
Ueber den Seitenpfeilern			
unbelastet	4·6	„	absolut,
belastet	6·37	„	„

Der untere Theil der Röhre erforderte viele Aufmerksamkeit; seine Querschnittsform gleicht der des obern Theils. Die Art und Weise, in welcher er zusammengefügt worden, ist völlig verschieden und enthält viel Neues in der Anordnung und Vernietung der Platten. Da der untere Theil der Ausdehnung ausgesetzt ist, so mußte das Hauptaugenmerk in der Vertheilung des Materials

auf gleichförmige Stärke gerichtet sein. Um möglichst wenig Fugen zu erhalten, suchte man die Platten so lang wie möglich zu bekommen. Es gelang, sie 12′ lang zu walzen.

Um die nöthige Querschnittsfläche zu erhalten, war es geboten, die beiden Boden aus je 2 Plattenlagen zu bilden, welche so angeordnet waren, daß die Fugen je zweier der untern Platten genau der Mitte der obern Platten entsprachen; auf der äußeren Seite wurden die Fugen mit Stoßplatten von derselben Breite und Stärke bedeckt, wie es die Fig. 17ᵃ Taf. XXII. zeigt.

Die Platten der beiden Boden mußten der Länge nach so fest wie möglich miteinander verbunden werden. Es geschah dieß durch ein Rietensystem, wobei die Rieten alle der Länge der Platte nach angeordnet sind und nur 4 Rieten auf die Breite einer Platte kommen. Alle Deckplatten an den Boden sind 2·8″ lang und ebenso stark, wie die stärkere der beiden Platten, deren Fugen sie decken.

Die senkrechten Platten, welche die Zellen von einander trennen, sind auf dieselbe Weise zusammengefügt. Die ganze Anordnung wird durch die Fig. 15, 16 Taf. XXII. deutlich. Die Zahl der Zellen an der untern Seite ist 6, und jede Zelle mißt nach der Breite 2·4″ und nach der Höhe 1·9″. Die Stärke der Bodenplatten wächst von den Enden, wo sie $^7/_{16}$ Zoll ist, gegen die Mitte, wo sie $^9/_{16}$ Zoll beträgt; die senkrechten Platten sind $^8/_{16}$ Zoll an den Enden und $^9/_{16}$ Zoll in der Mitte. Alle Rieten in diesem Theile haben $1\,^1/_8$ Zoll Durchmesser. Die Querschnittsfläche in den untern Zellen beträgt 517 Quadratzoll.

Der Quadratzoll Eisen hat im Boden zu widerstehen:

Ueber dem Mittelpfeiler		
unbelastet	2·0	Tonnen rückwirkend,
belastet	2·59	„ „
In der Mitte einer großen Oeffnung		
unbelastet	2·7	Tonnen absolut,
belastet	3·5	„ „
Ueber den Seitenpfeilern		
unbelastet	3·1	„ rückwirkend,
belastet	4·39	„ „

Die Seitenwände der Röhren bestehen der Höhe nach abwechselnd aus 3 und 4 Platten, deren Breite 2′ ist und deren Dicke von der Mitte aus, wo sie $^8/_{16}$ Zoll ist, gegen die Enden, wo sie $^{10}/_{16}$ Zoll beträgt, wächst. Die Verbindung der senkrechten Fugen wird durch zwei Tförmige Eisen, welche beiderseits über die Fugen genietet sind, gebildet. Fig. 16 und 17. Gegen die Enden der Röhre hin oder vielmehr in der Nähe der Unterstützungen sind die Seitenwandungen noch ferner verstärkt, indem bei jeder Fuge 4 Winkeleisen aufgenietet sind, welche je 2 eine starke Platte zwischen sich haben, die senkrecht auf die Seitenfläche der Röhre steht.

Um den Enden der Röhre noch mehr Festigkeit zu geben, sind starke gußeiserne Rahmen eingeschoben, welche auch sehr zur Beibehaltung der Form der Röhre beitragen. Diese gußeisernen Rahmen sind aus Fig. 18 ersichtlich. Die Tförmigen Eisen sind mit 1zölligen Rieten, welche 3 Zoll von einander entfernt

sind, über die Fugen genietet; an den wagrechten Fugen stoßen die Seitenplatten genau aneinander und sind ähnlich wie die der obern Zellen mit Deckplatten verbunden. Ein Sturm, der auf einen Quadratzoll einen Druck von 20 Pfund ausüben kann, verursacht in den Seitenwänden, je von welcher Seite er weht, einen Druck oder eine Spannung von ½ Tonne.

Ein Quadratzoll der Seitenwände der Röhre bei den mittlern Pfeiler hat zu widerstehen:

wenn die Brücke unbelastet ist . . . . 0·6 Tonnen,
im belasteten Zustande . . . . 0·8 „

In der Mitte der Oeffnung kommt auf den Quadratzoll Eisen der Seitenwände eine Last von . . . . 1·07 „
wenn die Brücke unbelastet ist;
im belasteten Zustande . . . . 1·38 „

Die Zahl der Rieten in einer Röhre ist 882000. Eine Röhre der Britanniabrücke von 274′ Länge wiegt . . . . : 689 Tonnen.
Eine Röhre von 472′ Länge wiegt . . . . 1400 „
Eine Röhre über dem Pfeiler von 32′ Länge . . . . . 107 „

Das ganze Gewicht einer 1524′ langen Röhre ist somit, da noch 1000 Tonnen Gußeisen für die Rahmen dazu kommen, 5285 Tonnen,
und für beide Röhren . . . . 10570 „

Wie schon erwähnt, wurden die Röhren auf einem Bretterboden auf dem Lande zusammengenietet und alsdann zum Flößen zwischen die Pfeiler auf Pontons verladen. Um den Transport so viel wie möglich zu erleichtern, wählte man den Bauplatz so, daß eine Plattform errichtet werden konnte, unter welche man die zum Flößen bestimmten Pontons brachte; der feste Schieferfelsen, aus welchem das Ufer besteht, bot ein gutes Fundament dar.

An den Pfeilern der Brücken wurden etwa 3 Fuß über dem gewöhnlichen Fluthwasserstand starke Vorsprünge von Quadersteinen gelassen, um die Röhre bei ihrer Ankunft daselbst aufzunehmen; denn es war augenscheinlich nothwendig, das Flößen während der Fluthzeit vorzunehmen, damit die Enden, wenn schwimmend, höher als die Vorsprünge an den Pfeilern waren, und damit die Pontons beim Sinken des Wassers die Röhre an Ort und Stelle ließen. Die Pontons waren überdieß mit Klappen versehen, um Wasser einzulassen und ein allmäliges Niedersinken zu bewirken, sobald die Röhre zwischen 2 Pfeiler eingeschwenkt war; es waren 8 Pontons, stark gebaut und mit wasserdichten Decken versehen; zusammen vermochten sie eine Last von 3200 Tonnen zu tragen. Die Bewegung geschah, nachdem die Röhre auf den Pontons auflag, zwischen Leitseilen und mit Hülfe starker Erdwinden, welche dem Werkplatze gegenüber auf dem Anglesea-Ufer aufgestellt waren, von welchen jede durch 50 Mann gedreht wurde.

Unmittelbar nach dem Flößen jeder Röhre wurde auch mit dem Heben derselben begonnen. Hierzu bediente man sich starker hydraulischer Pressen, die oben auf die Pfeiler aufgestellt wurden; da nun aber der Hub der Pressen nicht wohl größer als 6 Fuß angenommen werden konnte, so mußte die Last jedesmal, wenn sie 6 Fuß gehoben war, unterstützt werden, damit die Kolben der Pressen herab-

gelassen und zu einem fernern Hube mit der Röhre verbunden werden konnten. Wie aus Fig. 18, Taf. XXII. hervorgeht, so ist am obern Ende des Kolbens ein starkes Joch befestigt; an dessen beiden Enden starke Ketten angebracht sind, an welchen die Röhre hängt. Die Länge eines Kettengliedes wurde der Hubhöhe gleichgemacht und dem obern Theil desselben die Form Fig. 18ª gegeben. Legt man mehrere solcher Kettenglieder nebeneinander, um eine Kette zu bilden, so geben die beiderseitigen Schultern a b, a_1 b_1 zwei Tragflächen, welche, wenn unterstützt, die an den Ketten hängende Last zu tragen vermögen. Auf dem oben genannten Joche, als auf dem starken gußeisernen Balken, auf welchem die hydraulische Presse stand, befanden sich gleitende Klammern, welche genau in die Schultern an den Kettengliedern paßten, und welche, wenn zusammengeschraubt, die Ketten fest einklemmten.

Um nun die Röhre zu heben, wurden die Klammern auf dem Joche zusammengeschraubt; die auf dem Balken wurden geöffnet und die Presse fing an zu arbeiten. Da die Länge der Kettenglieder gleich der Hubhöhe war, so kamen im gleichen Augenblicke, als der Kolben an das Ende seines Hubes kam, die Schultern anderer Kettenglieder zwischen die auf dem Balken befindlichen Klammern und konnten mittelst dieser festgeklemmt werden; die Klammern auf dem Joche wurden dann geöffnet, der Kolben heruntergelassen und die Schultern eines andern Kettengliedes mit demselben gepackt. Auf diese Weise ging das Heben der Röhre leicht vor sich. Um jeden Unfall zu vermeiden, wurden während des Aufziehens von einer Gliedlänge beständig Hölzer unterlegt. Nach vollzogenem Hube wurden die Klammern fest angeschraubt, das untergelegte Holz entfernt, und der vom Röhrenende beschriebene Raum unmittelbar mit Ziegel ausgemauert, zu welchem Behufe ein leichtes fliegendes Gerüst an der Röhre selbst aufgehängt worden war. Nachdem so die 4 Röhrenstücke, aus denen jede einzelne Brückenbahn bestand, aufgezogen waren, handelte es sich darum, sie so miteinander zu verbinden, als wären sie an einem Stück zusammenhängend gefertigt und dann erst auf die Pfeiler hinaufgelegt worden. Dieß erforderte, daß man die Winkel beobachtete, welche die äußersten vertikalen Kanten jeder Röhrenwand mit der Vertikalen machten, sobald der früher erwähnte Bretterboden, worauf man die Röhre zusammensetzte, entfernt wurde; denn diesen entsprechend mußten die Röhrenenden vor der Zusammennietung gehoben werden.

Die vorgenommenen Proben bestanden in der Belastung einer Röhre mit 27 Kohlenwagen von 248 Tonnen Schwere, wodurch eine mittlere Senkung von 0·676 Zoll hervorgebracht wurde. Die gewöhnlichen Züge verursachten Senkungen von 0·2 bis 0·3 Zoll.

Eine große Röhre senkte sich bei der Entfernung des Bretterbodens um 12·65 Zoll.

Die berechneten Senkungen, bei welchen der von Hodgkinson ermittelte Elasticitätscoefficient zu 24000000 Pfund angenommen wurde, stimmten mit den beobachteten ziemlich genau überein.

Die Fig. 18, Taf. XXII. zeigt den Querschnitt der Conway-Röhre mit dem Hebeapparat. A_1, A_2 sind die gußeisernen Barren, welche die hydraulische Presse

tragen. Auf dem Kolben B war das Joch C, welches eine vollkommen glatte Oberfläche und 2 rechteckige senkrechte Oeffnungen hatte, um die Ketten T, T durchzulassen, wie man bei a sieht, sowie auch 2 runde Löcher, welche längs der senkrechten Stangen c c glitten, die an Querbalken D befestigt waren und zur Führung des Joches dienten.

An jedes Ende der Röhre waren gußeiserne Gestelle E E genietet, welche mit den Querbalken F, F 3 feste Rahmen bildeten. Der Zweck derselben war, sowohl der Röhre die nöthige Steifigkeit an den Enden zu geben, als die starken Querbalken G, G aufzunehmen, an welchen die Ketten zum Aufziehen befestigt waren. Diese letzteren Balken waren berechnet, eine Last von 3000 Tonnen mit Sicherheit zu tragen. e, e sind schmiedeiserne Keile.

Die gußeisernen Rahmen d, d, welche in die untern Zellen eingeschoben sind, erstrecken sich 4 Fuß über die Pfeiler hinaus.

Um zu verhindern, daß der ungeheure Druck von den Röhren dem Mauerwerk schade, wurde auf jeder Seite der Lücke, welche das Ende der Röhre aufnahm, ein gußeiserner Balken R in die Mauer eingelassen; überdieß wurden 6 kleine Querbalken f, f in das Mauerwerk gebaut, auf deren Enden die gußeisernen Träger l, l ruhen, in welchen die kanonenmetallenen Kugeln laufen, die zur Unterstützung des obern Theils der Röhre dienen. Auf den obern Trägern ruhen die Enden h, h anderer Balken, welche quer über die Röhre gehen und mittelst Schraubenbolzen, welche an die Seitenwände der Röhre genietet sind, einen Theil der Last auf die erwähnten Kugeln übertragen.

Der untere Theil der Röhre ruht auf den Lagerplatten m, m, zwischen welchen sich 2 Rahmen mit 48 sechszölligen Walzen befinden, auf welchen sich die obere Lagerplatte und mit ihr die ganze Röhre mit gleicher Leichtigkeit bewegt, wie der obere Theil auf den Kugeln.

Diese Röhren und Kugeln sind nur an einem Ende der Röhre angebracht, das andere sitzt fest, ist aber auf gleiche Weise mittelst Rahmen u. s. w. gestützt.

§. 100.

Formeln zur Berechnung schmiedeiserner Brücken.

a. Alle schmiedeisernen Brückenträger, welche den Charakter und die Form eines Barrens haben, dessen Querschnitt entweder voll oder durchbrochen sein kann, lassen sich als elastische Körper betrachten und berechnen.

Es sei allgemein:

$$\int v^2 dw$$

das dem Querschnitt des Trägers entsprechende Trägheitmoment, so ist das Bruchmoment:

$$\frac{R}{v_1}\int v^2 dw, \text{ wo}$$

R den Berechnungscoefficienten für Schmiedeisen (Allgem. Baukunde §. 66. Tabelle II.);

v_1 die Entfernung der am meisten gedehnten Faser von der neutralen Achse.

Bedeutet: 2l die freiliegende Weite des Trägers;
2P das Gewicht in der Mitte, so hat man:

$$P.l = \frac{R}{v_1} \int v^2 dw.$$

In der Allgemeinen Baukunde §. 66. enthält die Tabelle III. die Werthe von $\int v^2 dw$ für verschiedene Querschnitte.

Der Träger habe z. B. die Querschnittsform Fig. 44, Taf. II. der Allgem. Baukunde, so hat man:

$$\int v^2 dw = \frac{1}{12} \left\{ b_1 h_1^3 + b (h^3 - h_1^3) \right\}$$

$$\text{folglich } Pl = \frac{R_1}{6h} \left\{ b_1 h_1^3 + b (h^3 - h_1^3) \right\}.$$

Für R_1 wird gewöhnlich $\frac{1}{6}$ R bis $\frac{1}{10}$ R gesetzt, d. h. man nimmt 6- bis 10fache Sicherheit an.

b. Hat der Träger eine beliebige Querschnittsform, welche in Rechtecke zerlegbar ist, und liegt die neutrale Achse in der halben Höhe, so hat man, wenn:

$x y, x' y', x'' y''$ ꝛc. die respectiven Breiten und Höhen dieser Rechtecke sind,
h, h', h'', h''' ꝛc. die Entfernungen der Schwerpunkte der einzelnen Rechtecke von der neutralen Achse,

das Trägheitmoment des ganzen Trägerquerschnitts:

$$S = 2 \left[\frac{1}{12} \left\{ x y^3 + x' y'^3 + x'' y''^3 + \ldots \right\} + x y h^2 + x' y' h'^2 + \text{ꝛc.} \right]$$

oder nahe:

$$S = 2 \left\{ x y h^2 + x' y' h'^2 + x'' y'' h''^2 + \ldots \right\}.$$

Man hat also wieder das Bruchmoment

$$\frac{2RS}{H.n}$$

und das Kraftmoment Pl; folglich

$$\frac{2RS}{Hn} = Pl$$

H bedeutet die ganze Höhe des Trägerquerschnitts und
n den Grad der Sicherheit.

Die letzte Gleichung gibt für n

$$n = \frac{2RS}{PlH}.$$

Hätte man z. B. eine Gitterbrücke zu berechnen, so müßte man denjenigen Querschnitt wählen, welcher die wenigsten Kreuzungen hat. Statt der Gitterstäbe würde man sich alsdann horizontal durchlaufende Barren denken, deren Querschnitte den Kreuzungen entsprächen, und die Bestimmung des Bruchmoments für die vollen Querschnitte des Trägers ließe sich in der oben angegebenen Weise vornehmen.

Geht die neutrale Achse nicht durch die Mitte der Wandhöhe, so ist der Gang der Berechnung derselbe, nur müssen die Abstände h, h', h'' ꝛc. auf die neutrale Achse bezogen werden, deren Lage sich leicht bestimmen läßt.

Noch genauer wird das Resultat der Berechnung, wenn dieselbe nach §. 6. des Anhangs der Allgem. Baukunde vorgenommen wird.

c. Die Dimensionen der einzelnen Theile einer schmiedeisernen Barrenbrücke können aber auch einfach nach der Pressung oder Spannung bemessen werden, welcher sie während der größten Belastung ausgesetzt sind.

Es sei: 2P die Last in der Mitte;
p die gleichförmig vertheilte Last pro Längeneinheit;
2l die freie Weite;
h die Barrenhöhe;
Ω der Querschnitt der Masse in dem Kopfe des Barrens;
Ω' der Querschnitt der Masse in dem Fuße des Barrens;
$\mathfrak{R}$ der Widerstands-Coefficient der rückwirkenden Festigkeit für die Masse im Kopfe des Barrens;
$\mathfrak{A}$ der Widerstands-Coefficient der absoluten Festigkeit für die Masse im Fuße des Barrens,

so hat man nach Formel III. a §. 1. des Anhangs den Druck oder die Spannung in dem Kopfe oder Fuße des Barrens:

$$Q_{(l)} = \frac{l}{h}(P + \tfrac{1}{2}\, p l)$$

folglich

$$\Omega = \frac{l}{\mathfrak{R} h} \cdot (P + \tfrac{1}{2}\, p l)$$

und

$$\Omega' = \frac{l}{\mathfrak{A} h}(P + \tfrac{1}{2}\, p l).$$

d. Für die Berechnung einer Rider'schen Fachwerkbrücke hat man folgende Formeln (Anhang §. 1. Formel VII.):

Der Druck oder die Spannung in dem Kopfe oder dem Fuße des Trägers ist:

$$R_{(l)} = Q_{(l)} = \frac{l}{h}\left\{P + \frac{pl}{2}\right\}.$$

Der Druck auf die Stützen ist:

$$Z_{(o)} = \frac{1}{3}\left\{P + pl\right\}.$$

Die Spannung in den Zugbändern:

$$S_{(o)} = \frac{s}{3h}\left\{P + pl\right\}, \text{ worin}$$

s die Länge einer Strebe bedeutet.

Man hat somit

$$\Omega = \frac{l}{\mathfrak{R} h}\left\{P + \frac{pl}{2}\right\}$$

und

$$\Omega' = \frac{l}{\mathfrak{A} h}\left\{P + \frac{pl}{2}\right\}$$

den Querschnitt der Stütze

$$\Omega'' = \frac{1}{3\mathfrak{R}}\left(P + pl\right)$$

den Querschnitt der Zugbänder

$$\Omega''' = \frac{s}{3h.\mathfrak{A}}\left(P + pl\right)$$

die Coefficienten $\mathfrak{R}$ und $\mathfrak{A}$ sind aus den §§. 63. und 66. der Allgem. Baukunde zu entnehmen.

e. Für die Bogenbrücken von Fox und Henderson hat man, wenn:

p' die zufällige sich über die Brücke bewegende Belastung pro Längeneinheit;

f der Pfeil des Bogens, nach Anhang §. 5.

den Druck im Bogen (Gl. VIII.):

$$D = \Omega\mathfrak{R} = \frac{l(p + p')}{2f}\sqrt{4f^2 + l^2}$$

die Spannung in der Sehnenkette (Gl. IX.):

$$Q = \Omega'\mathfrak{A} = \frac{l^2}{2f}\left(p + p'\right)$$

Druck auf die Ständer (Gl. VII.ᵃ):

$$Z = \Omega''\mathfrak{R} = \frac{1}{4}p'l$$

Spannung in den Streben (Gl. VII.ᵇ):

$$S = \Omega'''\mathfrak{A} = \frac{1}{4}p'l\frac{s}{f}.$$

Sehr ausführlich und gründlich findet man die Berechnung der Brückenträger insbesondere für eiserne Brücken in einer Abhandlung: „der Bau der Brückenträger mit wissenschaftlicher Begründung der gegebenen Regeln und mit besonderer Rücksicht auf die neuesten Ausführungen von Fr. Laißle und Ad. Schübler" Ingenieur in Stuttgart. 1857.

Sodann in einer Abhandlung von Ingenieur Repphann, die Theorie der Holz- und Eisenconstructionen. Wien 1856.

Annäherende Berechnungen gibt auch Dr. H. Scheffler in seiner Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken, Braunschweig 1857. Anhang §. 3.

Fünfter Abschnitt.

II. Bewegliche Brücken.

II. Bewegliche Brücken.

§. 101.

Einleitung.

Jede Brücke, welche in der Art construirt ist, daß die hergestellte Communication von einem Widerlager zum andern jederzeit wieder unterbrochen werden kann, indem die Brückenbahn sich dabei um eine horizontale oder vertikale Achse drehen, oder horizontal verschieben, oder vertikal in die Höhe heben läßt, gehört unter die Classe der beweglichen Brücken.

Man unterscheidet daher je nach der Construction:

1) Zugbrücken;
2) Roll- oder Schiebbrücken;
3) Drehbrücken;
4) Hubbrücken;
5) Schiffbrücken;
6) Fliegende Brücken.

Die Zug-, Roll-, Dreh- und Hubbrücken können entweder für sich allein oder in Verbindung mit einer festen Brücke vorkommen; im ersten Falle dienen sie entweder für einen Canalübergang oder zur Ueberbrückung eines Festungsgrabens, im letztern Falle dienen sie als Durchlaß für die Schiffe und erhalten dann in der Regel nur die für den Durchgang des größten Schiffes nöthige Weite.

Die Schiff- und fliegenden Brücken pflegen in der Regel nur bei größern Flüssen in Anwendung zu kommen, wo entweder eine feste Brücke wegen den Pfeilergründungen zu kostspielig oder aus höhern militärischen Rücksichten nicht zulässig wäre; auch haben sie häufig nur einen vorübergehenden Zweck zu erfüllen, z. B. in Kriegszeiten, um die Truppen über einen Fluß zu setzen, oder bei dem Baue einer Kettenbrücke, um den Tragketten während ihrer Aufhängung als provisorisches Unterlager zu dienen.

§. 102.

1) Zugbrücken.

Eigenschaften der Zugbrücken im Allgemeinen.

Bei allen Zugbrücken unterscheidet man 2 wesentlich verschiedene Theile: die Brückenbahn, welche um eine horizontale Achse beweglich ist und als Brücke

dient, wenn sie auf ihre Lager herabgelassen wird, die Communication aber abschneidet, wenn sie gegen die vertikalen Ständer des Eingangs emporgezogen wird, und dann alle diejenigen Theile, welche als Gegengewichte wirken, so daß die bewegende Kraft nur die stattfindende Reibung zu überwinden hat.

Die Haupteigenschaften, welche die Zugbrücken besitzen müssen, sie mögen angewendet sein, wo sie wollen, sind folgende:

1) Das ganze System muß nothwendig diejenige Solidität und Sicherheit haben, daß es in keinem Augenblicke und in keiner Lage gefährlich werden kann.
2) Es muß möglichst leicht beweglich sein, so daß schon wenige Arbeiter hinreichen, die Brückenbahn niederzulassen und wieder aufzuziehen, wozu nothwendigerweise, wenn man von den Reibungswiderständen abstrahirt, erfordert wird, daß das System in allen Lagen im Gleichgewicht sei.
3) Die Theile, welche die Brückenbahn im Gleichgewicht halten, dürfen für die Befahrung derselben nicht hinderlich sein.

§. 103.

Allgemeines Prinzip des Gleichgewichts der Zugbrücken.

Die bei allen Zugbrücken nothwendig zu erfüllende mechanische Bedingung besteht darin, daß in allen verschiedenen Lagen des Systems beständig Gleichgewicht stattfindet, indem man von den passiven Widerständen abstrahirt, welche allein durch die bewegende Kraft überwunden werden müssen; es ist somit klar, daß die augenblickliche Quantität Arbeit, welche man an der Maschine anbringen muß, ohne Berücksichtigung der Reibung, für alle möglichen Lagen gleich Null sein muß, was offenbar erfordert, daß sich der allgemeine Schwerpunkt der Theile in keinem Augenblicke hebt oder senkt, und folglich immer in derselben Höhe bleibt, oder mit andern Worten: die allgebraische Summe der Momente der verschiedenen Gewichte, in Beziehung auf eine beliebige horizontale Ebene genommen, muß unveränderlich sein, und sie muß beständig gleich Null sein, wenn die horizontale Ebene durch den allgemeinen Schwerpunkt des in einer beliebigen Lage betrachteten Systems geht.

§. 104.

Zugbrücken mit Zug- und Schlagbalken.

Bei diesem System wird die Brückenbahn, vermittelst eines Schlagbalkens, oder einer über dem Durchgange befindlichen Holzverbindung, welche mit derselben durch 2 eiserne Ketten verbunden ist, im Gleichgewicht erhalten. Der Schlagbalken besteht aus 2 großen Langhölzern oder Zugbäumen, welche miteinander durch Querhölzer vereinigt sind. Das ganze System ist um die Achse A^1 Fig. 1, Taf. XXIV., welche zu der Achse A der Brückenbahn parallel ist, beweglich. Da es in verschiedenen Beziehungen vortheilhaft erscheint, daß die durch die Mitte der Schlag- und Zugbalken gehende Ebene in der horizontalen und vertikalen Lage mit der Brückenbahn parallel ist, so trifft man die Einrichtung, daß diese

Ebenen in allen möglichen Lagen des Systems zu einander parallel bleiben, und dieses wird erreicht, wenn man die entgegengesetzten Seiten des Vierecks ABB^1A^1, dessen Spitzen die Mittelpunkte der Zapfen A und A^1 und die Befestigungspunkte B, B^1 der Ketten sind, einander gleich macht. Das Gleichgewicht erfordert nun, wenn P und P^1 die an den Schwerpunkten G und G^1 wirkenden Gewichte der Brückenbahn und des Schlagbalkens sind, daß

$$P \times AG = P^1 \times A^1G^1 \text{ sei.}$$

Eine solche Zugbrücke mit 2 Bahnflügeln, ähnlich wie die am Canal St. Denis, wovon die Fig. 1 die Ansicht gibt, kann für 7·5 Mtr. Weite Anwendung finden und erhält eine wesentliche Verstärkung durch die Streben s, s, welche an ihren Stützpunkten scharnierartig mit dem Mauerwerk verbunden und mittelst eiserner Bänder so an die Streckbalken befestigt sind, daß sie bei der Bewegung der Bahn mitgeführt werden.

Die Zugbrücke mit einem Bahnflügel pflegt man häufig bei Fortificationen zur Ueberbrückung von 4—4·5 Mtr. breiten Graben anzuwenden; hierbei haben sie einige Unbequemlichkeiten, als z. B.: daß die Zugbalken aus der Ferne von dem Feinde gesehen und beschädigt werden können, sodann, daß wegen dem Aufstellen der Zugbalken bei verdeckten Durchgängen tiefe Einschnitte in die Frontmauer gemacht werden müssen. Um diese Mängel zu beseitigen, hat man verschiedene Einrichtungen angegeben, wovon die sinnreichste darin besteht, den Schlagbalken unmittelbar in die Verlängerung der Brückenbahn zu legen, so daß der vordere Theil der Zugbalken unter der Brückenbahn liegt und das Gewicht derselben trägt. Aber alsdann muß man hinter den Pfeilern des Durchgangs eine passende Vertiefung anbringen, worin sich der Zugbalken bewegen kann, und diese muß ebenfalls verdeckt sein, wie die Fig. 2 zeigt. Hierdurch entstehen wieder die Nachtheile, daß sich die Kosten der Construction vergrößern und die Sicherheit und Solidität des Durchgangs beeinträchtigt wird.

Was die Bedingungen des Gleichgewichts anbelangt, so sind diese sehr einfach; das System bildet gleichsam eine Waage und es genügt, daß der allgemeine Schwerpunkt mit der Drehungsachse zusammenfalle. Aus diesem Grunde ist man genöthigt, denselben in den Punkt (a) etwas unter die Fläche der Brückenbahn zu legen. Einfacher und zweckmäßiger wird die Construction der Waagbrücke, wenn von dem Schlagwerk nur die Zugbalken beibehalten und auf dieselben Metallmassen gelegt werden, damit der allgemeine Schwerpunkt in die Achse fällt, denn alsdann sind in dem Mauerwerke nur 2 schmale Einschnitte zu machen. Man hat besonders in Belgien solche Brücken über Festungsgräben für die Eisenbahn ausgeführt und dabei die durch die Fig. 3 angedeutete Construction gewählt.

Die einfache Waagbrücke wird selten für größere Spannweiten als 4·5 Mtr. angewendet, dagegen sieht man häufig die doppelte Waag- oder Klappenbrücke für sich oder in Verbindung mit einer festen Brücke, wenn die Durchfahrt der Schiffe eine lichte Oeffnung von 10·5 bis 11 Mtr. erfordert.

Eine zweckmäßige Anordnung hat man bei der Mannheimer Hafenbrücke getroffen; dieselbe hat 3 gleiche Oeffnungen von je 8 Mtr. Weite; die 2 Bahnen

der Seitenöffnungen sind fest; die mittlere Bahn dagegen ist beweglich und bildet eine Klappe. Wie aus der Zeichnung Fig. 4 hervorgeht, verlängern sich die Träger der Mittelbahn nach rückwärts, und sind an ihren Enden durch einen starken Unterzug (u) verbunden. Von diesem Unterzug führt eine Kette über die Rolle a nach der Kammer im Widerlager, wo sie über die Welle (w) einer Zugwinde geht.

Besonders elegant und schön werden die Klappenbrücken in Holland ausgeführt. Gewöhnlich sind über den beiden äußern nach rückwärts verlängerten Trägern der Bahn gußeiserne gezahnte Quadranten aufgeschraubt und die Getriebe sitzen in zierlich geformten Gehäusen, welche auf den Widerlagern befestigt werden. Ist die Durchfahrt geschlossen, d. h. die Bahn herabgelassen, so ruht sie mit ihrem rückwärtigen Ende auf einigen etwas schräge gestellten Stützen, die, sobald man die Bahn wieder heben will, mit Hülfe eines Hebels in die vertikale Stellung gebracht werden können, und alsdann die Bewegung nicht mehr hindern.

§. 105.

Die Sinusoidenzugbrücke von Belidor.

Diese Zugbrücke, deren Einrichtung aus Fig. 5 zu ersehen ist, hat zwei gußeiserne Rollen G^1, die als Gegengewicht für die Brückenbahn dienen, und welche mit der letztern durch 2 Ketten verbunden sind, die über zwei an den Seitenpfeilern des Eingangs befestigte Rollen M und M^1 gehen. Die Rollen G^1, welche um einen mit der Kette durch eiserne Bügel verbundenen Bolzen beweglich sind, laufen in krummlinigen Leitungen E F, die an den Seitenmauern angebracht und so construirt sind, daß das Gleichgewicht der Zugbrücke in ihren verschiedenen Lagen stattfindet. Belidor hat diese Kurve Sinusoide genannt, weil die Ordinaten den Sinus der Erhebungswinkel der Brückenbahn proportional sind. Bezeichnet man den Erhebungswinkel mit α, so wird die der Erhebung des Gewichts P der Brückenbahn entsprechende Arbeit ausgedrückt durch

$$P . AG \sin\alpha.$$

Während dieser Erhebung der Bahn fällt das Gegengewicht Q um die Höhe y herab, und wegen der allgemeinen Bedingung des Gleichgewichts muß $Q y = P . AG \sin\alpha$ sein, woraus

$$y = \frac{P}{Q} . AG . \sin\alpha \text{ folgt.}$$

In sehr einfacher Weise kann die Kurve des Gegengewichts construirt werden, wenn man das Gewicht und die anfängliche Lage der Rolle G^1 annimmt und voraussetzt, daß die verschiedenen Theile der Kette gerade Linien sind, und die Rolle M^1 auf ihre Achse reducirt ist, denn dann kennt man den allgemeinen Schwerpunkt O des ganzen Systems und hat folglich für jede beliebige Lage der Bahn die Gleichung

$$P . Gg = Q . G^1g^1$$

$$\text{folglich } G^1g^1 = \frac{P}{Q} . Gg.$$

Bemerkt man dann, daß die Kette BMM'G' immer die gleiche Länge hat, so gehört der Mittelpunkt G' der Rolle einer andern, leicht zu bestimmenden Kurve an, welche ein Kreisbogen ist, und die Lage des Punktes G' ergibt sich aus dem Durchschnitte des Kreisbogens oder der Kreis-Evolvente (wenn die Rolle M' nicht auf ihre Achse reducirt angenommen wird) mit der Horizontalen, welche dem Abstande G' g' entspricht.

Ein Hauptübelstand dieser Construction besteht darin, daß selbst bei richtiger Vertheilung der Gewichte die Bewegung der Brückenbahn schwierig, und sogar gefährlich ist, indem die bewegende Kraft direct an dem Gegengewicht G' wirksam sein muß. Kapitain Delile hat deßhalb vorgeschlagen, die beiden Rollen des Gegengewichts miteinander durch eine eiserne Achse zu verbinden, und an dieser Rollen (r) mit tiefen Kehlen anzubringen, über welche kleine Ketten ohne Ende gehen, die zur Bewegung durch Menschen dienen.

Aber auch diese Einrichtung hat manche Nachtheile: gegen das Ende des Aufziehens der Brückenbahn hängen die Aufzugsketten in die Gossen der Straße herab und vermindern so das Gewicht der Rollen; die Arbeiter sind genöthigt, die Rollen selbst oder ihre Verbindungsachse anzufassen und herabzudrücken, was für sie sehr gefährlich werden kann, wenn eine Kette zerreißt; man pflegt deßhalb die Aufzugsvorrichtung in der Art zu machen, wie es durch die Fig. 6 ersichtlich ist, welche die Ansicht einer Sinusoidenzugbrücke in Amsterdam vorstellt.

§. 106.
Delile'sche Zugbrücke mit Kurven.

Diese Brücke unterscheidet sich hauptsächlich dadurch von der Belidor'schen Construction, daß die Rollen des Gegengewichts mit der beweglichen Brückenbahn durch feste Eisenstangen BC, Fig. 7, verbunden sind, welche auf beiden Seiten der Brückenpfeiler durch in dieselbe gemachte Oeffnungen hindurchgehen. Die Bewegung derselben geschieht durch Rollen mit einer Kette ohne Ende. Da der allgemeine Schwerpunkt O des ganzen Systems leicht gefunden werden kann, so läßt sich die Kurve für das Gegengewicht leicht durch folgendes mechanisches Verfahren beschreiben:

Man nimmt 2 Lineale AB und BC, Fig. 8, und verbindet diese bei B scharnierartig miteinander; das Lineal AB stellt die Brückenbahn, und das Lineal BC die Verbindungsstange vor. Im Punkte A, welcher der Achse des Zapfens der Brückenbahn entspricht, befindet sich ein Stift, welcher als Drehungsachse dient; ein weiterer Stift ist in O angebracht, welcher den allgemeinen Schwerpunkt des Systems darstellt, und kann an einem 3ten horizontal gelegten Lineal KL hingleiten. Bringt man nun in C, welches der Mittelpunkt der Rolle ist, eine zeichnende Spitze an, und bewegt den Stift O längs der Kante des Lineals KL hin, so beschreibt diese Spitze die Kurve.

§. 107.
Zugbrücke von Bergère.

Da der allgemeine Schwerpunkt bei der Bewegung des Systems in gleicher Höhe bleiben muß, so hat Bergère die Kurve bei der Delile'schen Zugbrücke weg-

gelassen, und dafür auf einer durch die Verbindungsstange gehenden, in diesem Punkte befestigten Achse zwei Rollen angebracht, welche sich auf horizontal liegenden eisernen Schienen bewegen, wenn man das Gegengewicht der Erde nähert, oder wenn man in horizontaler Richtung die Achse der Rolle fortzieht, um die Brückenbahn zu erheben. Fig. 9.

Diese äußerst einfache Einrichtung kann mit Vortheil bei kleinen Werken angewendet werden. Auch in solchen Fällen, wo kein gemauerter Thoreingang vorhanden ist, läßt sich eine Bergère'sche Zugbrücke leicht bauen, wenn man nur die horizontalen Laufschienen auf 2 etwas von dem Boden entfernte Holzschwellen, oder besser auf 2 steinerne Brüstungsmauern legt, und die Laufrollen in förmliche Räder verwandelt, die im ersten Falle gewöhnliche Wagenräder sind, im zweiten Falle am geeignetsten von Gußeisen angefertigt werden.

Zum Fortziehen des Gegengewichts befestigt man an dasselbe eine leichte Kette, welche nahe bis zum Boden herabhängt.

Die Höhe des allgemeinen Schwerpunktes kann in jedem Falle leicht gefunden werden, wenn man bemerkt, daß die anfängliche Lage der Verbindungsstange BC, Fig. 7, angenommen wird; denn ist P das an den Punkt B reducirte Gewicht der Bahn, Q das Gegengewicht und q das Gewicht der Stange, so kann letzteres zur Hälfte zu P und zur Hälfte zu Q gerechnet werden, und es verhält sich

$$P + \frac{q}{2} : Q + \frac{q}{2} = CO : BO$$
$$= CO : CB - CO$$

woraus CO gefunden wird.

§. 108.

Zugbrücke mit Spirale von Derché.

Kapitain Derché hat in den Jahren 1810 und 1811 in Oposo und Palmanova eine sehr sinnreich construirte Zugbrücke angelegt, deren Prinzip darin besteht, daß das die Brückenbahn im Gleichgewicht haltende Gegengewicht Q, Fig. 10, constant und mittelst einer Kette am Ende einer Spirale abcd aufgehangen ist, welche fest auf einer horizontalen Achse EF sitzt, die mit der Brückenbahn AB durch eine andere Kette BCD in Verbindung steht, welche über eine an dem Pfeiler des Eingangs befestigte Rolle C geht, und sich dann auf eine andere an der Welle EF der Spirale befindliche Scheibe S, Fig. 10ᵃ, wickelt. Ueber eine zweite, auf derselben Welle sitzende Rolle HH' mit einer Hohlkehle am Umfange geht eine Kette ohne Ende, vermittelst welcher die Bewegung der Zugbrücke bewerkstelligt wird.

Hieraus sieht man, daß der Zweck der Spirale darin besteht, den Hebelsarm des Gegengewichts Q so zu ändern, daß es beständig dem Gewichte der Brückenbahn in ihren verschiedenen Lagen das Gleichgewicht hält. Es sei daher P das in dem Punkt G concentrirt gedachte Gewicht der Bahn, Fig. 10; GP sei senkrecht auf AB und AK senkrecht auf B'C; t die Spannung der äußern Kette B'C, welche das Gewicht P der Brückenbahn vermittelst der Wirkung des Gegengewichts Q im Gleichgewicht hält, so hat man:

$$P . Ag = t . AK,$$ folglich

$$t = \frac{Ag}{AK} . P$$

und da man für jede Lage der Bahn die Längen Ag und AK kennt und P gegeben ist, so läßt sich auch t berechnen. Diese Spannung wirkt am Umfange der auf der Welle E sitzenden Trommel SS und ihr Moment ist t.R, wenn R den constanten Halbmesser der Trommel bezeichnet. Ferner sei r der von der Achse E genommene Halbmesser Ea der Spirale abcd; so hat man für das Gleichgewicht

$$tR = Qr$$ und daher

$$r = \frac{t.R}{Q} = \frac{Ag}{AK} . \frac{P}{Q} . R$$

welche Gleichung zur Vorzeichnung der Spirale dient.

§. 109.

Zugbrücken mit veränderlichem Gegengewicht von Poncelet.

Wenn man annimmt, daß eine von den an der Brückenbahn befindlichen Ketten BCDE, Fig. 11, über 2 Rollen C und D geht, und an ihrem, dem Befestigungspunkte B entgegengesetzten Ende E eine andere Kette EGHK trage, deren Gewicht viel beträchtlicher ist und dazu dient, die Brückenbahn im Gleichgewicht zu erhalten; wenn man ferner annimmt, daß diese zweite vertikal unter dem Punkte E aufgehangene Kette an ihrem untern Ende so umgebogen sei, daß sie noch einen zweiten vertikalen Zweig HK bildet, dessen oberes Ende K an einem eisernen, in dem Seitenpfeiler befindlichen Arme befestigt ist, welcher so nahe als möglich an dem Strange EG liegt, ohne daß jedoch hierdurch für die Bewegung irgend ein Hinderniß entstehen kann, so ist klar, daß durch die mit der Erhebung der Brückenbahn verbundene Senkung des Punktes E sich ein Theil von EG nach der Vertikalen des Punktes K umlegt, und zwar um ein Stück, welches nahe der halben Höhe gleich ist, um welche sich der Punkt E herabbewegt hat, oder um die halbe Länge des Theils der Kette, welcher über die Rollen gegangen ist, wodurch folglich das im Punkte E wirkende Gewicht um ebensoviel vermindert wird. Wenn man also jedem Theil der Kette solche Dimensionen gegeben hat, daß die in Rede stehenden Gewichtsverminderungen in jedem Augenblicke genau den Verminderungen gleich sind, welche die Spannung der an der Brückenbahn befestigten Kette BCDE erfährt, so ist klar, daß für alle Lagen das Gleichgewicht stattfindet, und daß die bewegende Kraft bloß die Reibungen zu überwinden hat.

Man kann nun die Kette EGHK beliebig construiren, um jedoch bei dem möglichst kleinsten Volumen eine angemessene Stärke und Schwere zu erlangen, bildet man sie aus mehreren länglichen, nach 2 Halbkreisen sich endigenden gußeisernen Platten, denen man eine vom Totalgewicht der Kette abhängende Stärke gibt. Die Platten liegen nebeneinander und sind durch Bolzen miteinander verbunden. Fig. 13 und 14.

Für eine schwere Brückenbahn erscheint es angemessen, 2 gleiche Ketten unter derselben Rolle anzubringen, welche sich auf verschiedenen Seiten verlängern und verkürzen. Fig. 15.

Um die Ketten genau reguliren zu können, läßt man auch schmale Seitenplatten gießen, und hängt sie in der nöthigen Anzahl an die Bolzen der Hauptkette an.

Die Bewegungsvorrichtung selbst bietet keine Schwierigkeit dar. Die den großen Ketten des Gegengewichts entsprechende innere Rolle D, Fig. 11, befindet sich an einer eisernen Welle, welche noch eine andere große Rolle, O O, Fig. 11 und 12, mit einer Hohlkehle trägt, in welcher eine Kette ohne Ende läuft, woran die Arbeiter ziehen. Der Durchmesser der letzteren Rolle ist gewöhnlich 1·2 Mtr., und der der kleineren 0·6 Mtr. Auf jeder Seite des Eingangs befindet sich die gleiche Vorrichtung, und damit die schweren Ketten bei der Aufrichtung der Bahn nicht auf dem Boden aufliegen, sind Vertiefungen angeordnet, welche jedoch höchstens eine Tiefe von 1·5 Mtr. haben, und in keiner Weise hinderlich sind.

Für die Berechnung der Gegengewichte sei p der Theil des Gewichts der Brückenbahn, welcher am Befestigungspunkte B, Fig. 16, wirkt, und es habe dieselbe eine beliebige Lage, AB, angenommen; ϱ sei das Gewicht des laufenden Meters der dünnen Ketten, und also ϱl das Gewicht der äußern Kette Bl, welches man sich in dem Schwerpunkte O concentrirt denken kann, so ist das in B wirkende Gesammtgewicht $p + \frac{\varrho l}{2}$; durch den mittlern Berührungspunkt l ziehe man die Vertikale lH, bis sie die Linie, welche von A durch den Schwerpunkt der Brückenbahn nach B geht, in ihrer Verlängerung durchschneidet, so hat man zur Bestimmung der Spannung t der äußern Kette die Proportion:

$$t : p + \frac{\varrho l}{2} = Bl : Hl \qquad \text{woraus}$$

$$t = \left(p + \frac{\varrho l}{2}\right) \frac{l}{Hl}$$

und man hat folglich für das Gegengewicht Q

$$Q = \left(p + \frac{\varrho l}{2}\right) \frac{l}{Hl} - \varrho . O'F.$$

Ebenso wird der Werth von Q für die übrigen Lagen der Brückenbahn gesucht, wobei man jedesmal am einfachsten die Länge der äußern Kette Bl aus der Zeichnung entnimmt. Nach den verschiedenen Werthen von Q werden die Dimensionen der dicken Ketten bestimmt und man findet, daß sie aus 2 Theilen bestehen müssen, wovon der eine ein gleichförmiges Gewicht hat und leicht construirt werden kann, während das des andern von dem obern Quereisen an nach einer arithmetischen Progression zunehmen muß, wodurch das Ganze eine Trapezoidform annimmt, welche man eben dadurch erhält, daß man auf die verschiedenen Bolzen Scheiben oder kleine Platten hängt, deren Gewicht in dem gehörigen Verhältnisse von dem obern Quereisen bis zum untern zunimmt.

Man kann übrigens auch, ohne einen großen Fehler zu begehen, den Gegengewichtsketten eine gleichförmige Dicke geben, welche das arithmetische Mittel

zwischen ihren Endbicken ist. Es seien Q′ und Q″ die sich auf die größte und kleinste Länge L′ und L″ der äußeren Kette B I beziehenden Werthe von Q, so muß das Totalgewicht der dicken Ketten für die Höhe $\frac{L' - L''}{2}$ gleich Q′ — Q″ genommen werden, wodurch die Dimensionen dieser letzten Kette vollständig bestimmt sind.

§. 110.

2) Roll- oder Schiebbrücken.

Die Brückenbahn muß auch hier, wie bei den Waagbrücken, etwa noch einmal so lang sein, als die zu überbrückende Oeffnung weit ist, wird aber nicht um eine horizontale Achse gedreht, sondern ruht auf Rollen, Kugeln oder Rädern, und läßt sich somit in der Richtung der Brücken- oder Straßenachse verschieben.

Für große und schwere Fuhrwerke und weite Oeffnungen eignen sich die Rollbrücken nicht, indem sie zu schwerfällig würden, und daher mühsam zu bewegen wären; man pflegt sie gewöhnlich nur als Fußstege zu benützen, oder auf ihnen die Leinpfade eines Canals oder Flusses über einen Seitencanal zu führen, und nimmt dabei höchstens Spannweiten von 5 bis 8 Mtr. an.

Die Hin- und Herbewegung der Bahn geschieht nun auf verschiedene Arten, je nach der Größe und dem Gewichte der Construction. Bei sehr kleinen Rollbrücken wird die Verschiebung durch 1 oder 2 Mann bewirkt, welche die Brücke unmittelbar an den Geländern fassen und fortschieben; bei größeren Brücken dagegen pflegt man unter der Bahnmitte eine verzahnte Stange anzubringen, und die Bewegung von einer Kurbel ausgehen zu lassen, an deren Achse ein Getriebe sitzt, welches entweder direct in die Zahnstange, oder nach Umständen in ein Stirnrad eingreift, dessen Achse abermals mit einem Getriebe versehen ist.

Eine in England ausgeführte Rollbrücke ist auf Taf. XXIV. durch die Fig. 17, 18 und 19 dargestellt. Die lichte Weite zwischen den Widerlagern ist 17′ 6″, die Breite der Brückenbahn 9′ 2″, ihre Länge 32′. Wie aus der Fig. 17 ersichtlich, befindet sich der nach rückwärts verlängerte Theil der Bahn in einem niederen, mit Balken überdeckten Gange, und ruht theils auf den festen Rollen g, theils auf den Laufrollen e. Zur Befestigung der Zahnstange sind 4 gußeiserne Querbarren d, d angebracht; dieselben sind in die beiden innern Streckbalken eingelassen und mit den beiden äußern verschraubt. Die Achse des Getriebes, welches in die Zahnstange eingreift, ist nach einer Seite hin verlängert und mit einem größeren Stirnrad versehen, mit welchem sodann ein kleineres Rädchen in Eingriff steht, an dessen Achse endlich die Kurbel sitzt.

Eine andere Rollbrücke, ebenfalls in England über einen Canal von 6·8 Mtr. Weite ausgeführt, hat folgende Construction, Fig. 20.

Die beiden äußern Ortbalken der 2·7 Mtr. breiten und 15·6 Mtr. langen Bahn sind durch Pfosten und Zugketten verstärkt, und haben an ihren untern Flächen schmiedeiserne Laufschienen. Auf dem einen Widerlager, genau unter der Mittellinie der Ortbalken, befinden sich je 5 gußeiserne Rollen von 0·3 1

Durchmesser, deren Achsen in gußeisernen, auf das Mauerwerk befestigten Lagern ruhen; auf dem jenseitigen Widerlager dagegen ist für jeden Ortbalken nur eine Rolle von kleinerem Durchmesser angebracht. Steht nun die Brücke ganz auf dem einen Ufer, so liegt sie auf den erwähnten 5 Rollenpaaren auf, ist sie aber vorgeschoben, und folglich die Durchfahrt auf dem Canal gehindert, dagegen die auf der Brücke geöffnet, so liegt sie auf einer Seite nur noch auf 4 Rollenpaaren und greift noch so weit über das jenseitige Widerlager, daß das dortige Rollenpaar ebenfalls der Bahn als Stütze dient.

Das Hin- und Herschieben geschieht mittelst eines einfachen Mechanismus, durch welchen ein Getriebe mit der unter der Mittellinie der Bahn angebrachten gezahnten Stange in Eingriff gesetzt wird. Bei vorgeschobener Bahn dient eine hölzerne, um eine horizontale Achse bewegliche Pritsche von 1·8 Mtr. Länge zur Abfahrt von der Brücke auf die Straße*).

§. 111.

3) Drehbrücken.

Die Brückenbahn, welche auf einer gewissen Anzahl von Rollen oder Rädern ruht, kann um einen vertikalen Zapfen gedreht werden, und es ist somit erforderlich, daß ihre Länge fast doppelt so groß ist, wie die zu überbrückende Weite, damit während der Drehung der Brücke in allen Lagen dem freischwebenden Theil der Bahn das erforderliche Gegengewicht geboten wird.

Obwohl diese Anordnung den gleichen Nachtheil hat, wie die der Waag- und Rollbrücken, daß nämlich die Brückenbahn mehr Länge erfordert, als strenge genommen nöthig wäre, so tritt bei ihr der günstige Umstand ein, daß sie auf ziemlich beträchtliche Spannweiten solid und dauerhaft construirt werden kann, und daß dabei ihre Bewegung verhältnißmäßig wenig Kraft erfordert; diesem Umstand darf es wohl auch zugeschrieben werden, daß fast in allen Ländern die Drehbrücken vorzugsweise Anwendung gefunden haben und zwar nicht nur für Straßen-, sondern auch für Eisenbahnübergänge.

Je nach der zu überbrückenden Weite erhält die Drehbrücke entweder **einen** oder **zwei** Bahnflügel.

Jeder Bahnflügel ruht entweder auf einem **gußeisernen Kranze**, der seinerseits auf 16, 18, oft 24 gußeisernen Rollen sitzt, deren Achsen sämmtlich gegen den Drehzapfen hin gerichtet sind, Fig. 19, Taf. XXV., oder nur auf einem **Drehzapfen** und 2 **gußeisernen Laufrädern**, wobei der erstere gewöhnlich in der Mittellinie der Brückenbahn, öfters aber auch außerhalb derselben angebracht ist, und in jedem Falle mit den beiden Laufrädern ein gleichschenkliges Dreieck darstellt, mit dessen Schwerpunkt der Schwerpunkt der ganzen Bahn sammt Zugehör zusammenfallen muß, damit in jeder Lage Gleichgewicht stattfindet. Fig. 2 und 20.

*) Telfort's Werke und Scanzin Programme ou Resumé des Leçons d'un Cours des Constructions.

Zuweilen pflegt man indessen auch die Bahnflügel auf 4 Laufräder und einen Zapfen zu legen, der letztere befindet sich in der Mittellinie der Bahn und je 2 Räder laufen auf einem Kranze.

Endlich ist noch diejenige Anordnung zu erwähnen, bei welcher die zu überbrückende Oeffnung durch einen Mittelpfeiler in 2 gleiche Theile getheilt wird; hier ruht die über beide Theile greifende Bahn auf dem Pfeiler, und kann entweder auf einem Laufkranze mit Rollen, oder auf 6 Laufrädern liegen; in jedem Falle muß der allgemeine Schwerpunkt des Systems mit dem Drehzapfen zusammenfallen.

Die Fig. 17 zeigt diese Anordnung.

Welches auch die Anordnung der Brücke im Allgemeinen sein mag, so genügt die Unterstützung der Bahn durch einen Laufkranz mit Rollen oder Rädern, doch in den meisten Fällen nur für diejenigen Lagen derselben, welche sie während der Bewegung und dann annimmt, wenn die Durchfahrt offen ist; sobald die Drehbrücke die Verbindung zwischen beiden Ufern herstellt, und somit befahren werden kann, muß die Bahn noch an ihren Enden weitere Unterstützungen erhalten.

Zu diesem Behufe werden entweder auf den Widerlagern kleine Rollen mit gußeisernen Lagern angebracht, deren Achsen mit der Mittellinie der Brückenbahn parallel laufen, oder man pflegt die Rollen excentrisch auf eine gemeinschaftliche Achse zu stecken, und ihre Lager an der untern Fläche der Brückenbahn zu befestigen, damit sie alsdann durch eine kleine Drehung der erwähnten Achse sich von ihren gußeisernen Lagerplatten etwas entfernen und so während der Bewegung der Bahn keinen Reibungswiderstand verursachen.

Bei hölzernen Drehbrücken mit 2 Flügeln werden die Rollen häufig durch eiserne Stützen ersetzt, Fig. 20, und die hintern Laufräder (a) sind von ihren Auflagern entfernt. Soll nun die Brücke gedreht werden, so legt man zuerst die Stützen des einen Flügels um, derselbe senkt sich hinten herab, steigt mit dem vorderen Ende in die Höhe und entfernt sich etwas von dem andern Flügel, sowie auch von den Streben, wenn solche vorhanden sind, und die Drehung kann erfolgen; eben so wird mit dem andern Flügel verfahren. Hierdurch erreicht man den Vortheil, daß beide Flügel nach geraden Linien begränzt und genau zusammenpassend gemacht werden können, ohne daß hierdurch der Bewegung ein Hinderniß entgegengesetzt würde, es ist aber für sich selbst klar, daß die Drehzapfen einigen Spielraum haben müssen, damit die Bahnflügel ihre Lage ungehindert verändern können.

Eine nähere Betrachtung der bemerkenswerthesten Drehbrücken Englands und Belgiens führt zu dem Resultate, daß die englischen Brücken, meist aus Gußeisen construirt, auf Laufkränzen mit gußeisernen Rollen ruhen, während die belgischen und holländischen Drehbrücken, deren Träger ebenfalls aus Gußeisen bestehen, nur 2 oder höchstens 4 Laufräder haben. Es unterliegt keinem Zweifel, daß die belgische Construction die einfachere und für die meisten Fälle wohl auch zweckmäßigere ist, indem die Bewegung der Brücke eine geringere Kraft erfordert; wenn man übrigens berücksichtigt, daß eine größere Drehbrücke mit gußeisernen

Trägern jedenfalls durch einen Laufkranz mit Rollen gleichförmiger und solider unterstützt ist, wie durch einige Laufräder, so wird man der in England üblichen Construction die Zweckmäßigkeit auch nicht versagen können. Zur Betrachtung der belgischen Constructionsart soll in dem Folgenden die in Mecheln ausgeführte Drehbrücke, wovon die nöthigen Zeichnungen auf Taf. XXV. Fig. 1 bis 14 enthalten sind, näher beschrieben werden.

Die lichte Weite zwischen beiden Widerlagern ist 8·5 Mtr. Die Breite der Widerlager ist 8·8 Mtr.; die Plattform, worauf der Zapfen ruht, hat 9 Mtr. Länge und liegt 1·4 Mtr. unter der Bahnoberfläche.

Die Brückenbahn ist aus Bohlen zusammengesetzt von 0·1 Mtr. Dicke und 6·5 Mtr. Länge; sie ruht auf 4 gußeisernen Trägern, Fig. 1 und 2, welche je aus 2 Stücken a a und b b zusammengeschraubt sind. Die Stärke dieser Träger ist verschieden, die innern haben 0·062 Mtr. für den Theil auf dem Widerlager und 0·055 Mtr. für den freiliegenden Theil; die äußern dagegen, welche 1·5 Mtr. von den innern entfernt liegen, haben 0·052 Mtr. und 0·046 Mtr.; die Länge der innern Träger ist 19 Mtr., die der äußern 18·35 Mtr. Die Befestigung der Bohlen mit den Trägern ist aus Fig. 5 ersichtlich. Um die Träger in ihrer richtigen Entfernung zu halten, sind sie an dem Theil über der Plattform durch gußeiserne Platten c c und an dem freiliegenden Theil durch schmiedeiserne Bolzen d d verbunden. Fig. 2 und 3. Diese Anordnung wurde deßhalb gewählt, um dem kürzern Theil der Bahn ein größeres Gewicht zu geben.

Die ganze Brücke ruht auf 3 Punkten: 1) auf dem Zapfen, Fig. 5, 7, 8, welcher von Schmiedeeisen ist und 0·14 Mtr. Durchmesser hat; 2) auf 2 konischen gußeisernen Rädern RR^1 von 1·16 Mtr. Durchmesser und 0·14 Mtr. Breite, welche so zwischen den innern und äußern Trägern angebracht sind, daß ihre Achsen gegen den Zapfen laufen. Diese Räder ruhen auf einer gußeisernen Bahn i, welche mit einem Radius von 3·1 Mtr. beschrieben ist, und rollen auf derselben während der Bewegung. Um diese Räder sowohl wie den Zapfen während der Zeit, wo die Brücke in Ruhe ist, zu schonen, trägt dieselbe noch 8 excentrische Scheiben j j, Fig. 2, 4, 10, 10^a, welche je 4 an einer schmiedeisernen Achse sitzen; sie stützen sich auf gußeiserne Lagerplatten l. Ein eigner Mechanismus befindet sich in der Mitte der Brücke, um diese excentrischen Scheiben zu drehen, also die Brücke wieder auf die 3 Hauptstützpunkte herabzulassen.

Dieser erwähnte Mechanismus ist durch die Fig. 9, 9^a, 11, 12, 13, 14 im Detail dargestellt.

An der Achse n, Fig. 9, sitzt ein konisches Getriebe, welches in einen Quadranten p eingreift, an dessen Achse ein doppelarmiger Hebel steckt. Von den Enden dieses letzteren gehen schmiedeiserne Zugstangen an die auf den Achsen der excentrischen Scheiben aufgekeilten einfachen Hebelarme, Fig. 13; wird nun der Quadrant um 90° gedreht, so kommt der doppelarmige Hebel in die punktirte Stellung, und die excentrischen Scheiben nehmen eine andere Lage an, wie Fig. 10 zeigt.

Um die Brücke zu drehen, nachdem die excentrischen Scheiben j j von ihren Lagern entfernt sind, genügt es, das eine Laufrad R in Bewegung zu setzen.

Zu diesem Behufe ist dasselbe, wie die Fig. 6, 6ª zeigen, mit einem Zahnrade versehen, in welches ein Getriebe eingreift, an dessen Achse ein konisches Rad sitzt, welches mit dem an der Kurbelachse t befindlichen Getriebe in Eingriff steht. — Die Kosten für den beweglichen Theil der Brücke waren 35000 Fr.

Eine in Holland ausgeführte Drehbrücke über die Spaarne ist durch die Fig. 15, 16 und 17 dargestellt; die Bahn ruht auf einem 6·5 Mtr. starken Mittelpfeiler, welcher 8·0 Mtr. von den beiderseitigen Flußpfeilern entfernt ist.

Die Construction hat im Ganzen sehr viel Aehnlichkeit mit der belgischen, nur ist der Mechanismus zum Drehen der Brücke ein anderer. Die Bahnträger, welche durch gußeiserne Platten und schmiedeiserne Bolzen miteinander verbunden sind, ruhen auf 6 Rädern von 1 Mtr. Durchmesser. Diese Räder bewegen sich auf einem gußeisernen Kranze, welcher zugleich eine vertikale Verzahnung hat, in die das mit dem Bewegungsmechanismus in Verbindung stehende Getriebe eingreift, Fig. 16. Die Entlastung der Räder während der Zeit, als die Brücke in Ruhe ist, geschieht auch hier durch excentrische Scheiben, die in ähnlicher Weise wie bei den belgischen Drehbrücken bewegt werden können.

Eine sehr interessante Drehbrücke mit 2 Flügeln wurde im Jahr 1812 zu Antwerpen ausgeführt. Ihre allgemeine Anordnung ist aus den Fig. 18 und 19, Taf. XXV., ersichtlich. Die lichte Entfernung der Widerlager beträgt 17·6 Mtr. Die Länge der Plattform ist 8·16 Mtr., und zwar sitzt der Drehzapfen 2·36 Mtr. von der vordern Fläche des Widerlagers entfernt. Sieben gußeiserne Träger in gleichen Abständen von 0·633 Mtr., verbunden durch gußeiserne durchbrochene Platten, tragen die 4·6 Mtr. breite Bahn, welche einen Fahrweg von 3 Mtr. und 2 Fußwege von je 0·8 Mtr. hat.

Jeder Bahnflügel ruht auf einem Laufkranze mit 16 Rollen von 0·2 Mtr. Durchmesser. Die Entlastung der Rollen für die Zeit, wenn die Brücke in Ruhe ist, geschieht hier gewissermaßen durch die beweglichen Streben a, a. Sobald die Brücke bewegt werden soll, werden die erwähnten Streben durch einen eigenen Mechanismus in die Höhe gezogen, damit sie sich von ihren Auflagern entfernen, die Drehung der Brücke geschieht alsdann von der Brückenbahn aus mit einer Kurbel, an deren Achse ein Getriebe sitzt, welches nach 3maliger Uebersetzung mit einem auf dem Widerlager befestigten Zahnkranze in Verbindung steht.

Die Fig. 22 und 23 zeigen die Construction einer Drehbrücke in den St. Chatarinendocks zu London. Dieselbe hat 2 Bahnflügel von 7·0 Mtr. freistehender Länge; der Drehzapfen liegt 3·8 Mtr. von der vordern Widerlagsmauer entfernt und bildet das Centrum eines Laufkranzes mit 24 Rollen von 0·2 Mtr. Durchmesser. 8 Träger tragen die 8 Mtr. breite Bahn und sind durch gußeiserne Querplatten und Bolzen miteinander verbunden. Die Drehung der Brücke geschieht von dem einen Widerlager aus, woselbst in einem festen Gehäuse von Gußeisen 2 Winkelräder sitzen; von dem horizontalen Winkelrade geht die Achse herab bis auf die Ebene der Plattform und hat daselbst ein Getriebe (a), welches in ein größeres Rad (b) eingreift, an der Achse des letztern sitzt alsdann das Getriebe (c), welches mit dem an der Rückwand der Brücke angegossenen Zahnkranz in Eingriff steht.

Auch in Deutschland sind in neuerer Zeit mehrere Drehbrücken construirt worden, die den belgischen und englischen in keiner Weise nachstehen. Unter andern sind bemerkenswerth die Brücken über den Mainfluß bei Frankfurt und über den Hauptfestungsgraben zu Danzig. Erstere hat einen Flügel mit schmiedeisernen Blechträgern und ist nach dem belgischen System construirt; letztere hat 2 Fügel, die über einen Mittelpfeiler gehen, und 2 schmiedeiserne Gitterwände bilden die Träger, welche durch mehrere schmiedeiserne Querrippen vereinigt sind. Zur Unterstützung der Bahn während der Bewegung dient ein Laufkranz von 4·87 Mtr. Radius mit 18 Laufrollen von 0·25 Mtr. Durchmesser; während der Ruhe liegt die Bahn auf 8 excentrischen Scheiben, die in ähnlicher Weise wie bei den belgischen Brücken bewegt werden, allein der Quadrant liegt nicht in der Mitte der Bahn, sondern näher an den Enden derselben, wodurch die bewegende Kraft sicherer auf die Achse der Scheiben übertragen wird. Da der cylindrische Mittelpfeiler von den Widerlagern, nach der Richtung der Bahn gemessen, 9·5 Mtr. entfernt ist, so liegen die Träger auf etwa 12 Mtr. frei und haben dabei eine Höhe von 1·4 Mtr. Die Gitterstäbe haben 0·078 Mtr. Breite und 0·013 Mtr. Stärke; die diagonale Weite der Maschen von Rietmitte zu Rietmitte ist 0·45 Mtr. Die Brückenbahn trägt ein Bahngeleise und hat eine Breite im Lichten von 4·69 Mtr. Der auf den Widerlagern befestigte Drehzapfen ist von Gußeisen und hat 0·22 Mtr. Durchmesser; derselbe trägt erstens eine Rosette, von welcher die radialen Achsen der Laufrollen ausgehen, zweitens einen gußeisernen pyramidalischen Hut, auf welchem die 2 mittlern Querverbindungsrippen angeschraubt sind. Um nun die Brückenbahn nicht nur auf den Laufkranz, sondern auch auf den Drehzapfen zu stützen, befindet sich über der Mitte des pyramidalen Hutes ein gußeiserner Deckel, der seine Befestigung durch 4 Schrauben erhält, und in welchem ein schmiedeiserner Zapfen sitzt, welcher durch einen Keil fest angetrieben werden kann*).

Endlich wäre noch ein System von Drehbrücken zu erwähnen, welches in England und hauptsächlich aber in Holland schon vielfach Anwendung gefunden hat, und wobei die Bahn weder auf einem Laufkranze noch auf Rädern ruht, sondern die einzelnen Träger nur um eine vertikale Achse gedreht werden.

In den London-Docks befindet sich ein Drehsteg, welcher 2 Flügel hat, die miteinander eine Oeffnung von 54 engl. Fuß überspannen. Jeder Flügel besteht aus einer gußeisernen halben Bogenrippe, welche auf ihrem Rücken die 6′ 2″ breite Bahn trägt und sich mit ihrem stärkeren Ende an das Widerlager anschließt. Dieser Anschluß ist aber in der Art bewirkt, daß die Rippe mit Hülfe einer Erdwinde gedreht werden kann, ähnlich wie ein Thorflügel einer Kammerschleuse.

In Holland, wo im Allgemeinen die Eisenbahnen sehr niedrig liegen, kam der Fall häufig vor, daß schmale Canäle gekreuzt wurden, man pflegte daher kleine Drehbrücken zu bauen. Zu diesem Zwecke wurden 2 Widerlagsmauern

---

*) Sammlung von Zeichnungen aus dem Gebiete der Wasserbaukunst ꝛc., gezeichnet von den Eleven der königl. Bauakademie zu Berlin, 1853.

aufgestellt, und in der Richtung der Schienengeleise 4 gußeiserne Barren aufgelegt, die einerseits um eine feste vertikale Achse gedreht werden können, andererseits auf kleinen Rollen ruhen. Je 2 Barren sind miteinander vereinigt und werden daher miteinander gedreht, indem an dem äußern Barren ein Quadrant angeschraubt ist, welcher sich mit einem auf dem Widerlager stehenden Getriebe im Eingriffe befindet.

§. 112.

4) Hubbrücken.

Diejenigen Brücken, welche eine senkrechte Erhebung ihrer Bahn auf eine gewisse Höhe gestatten, können mit dem Namen Hubbrücken bezeichnet werden.

Ihre Anwendung kann in allen den Fällen stattfinden, wo es sich darum handelt, für die Schifffahrt eine Durchfahrtsöffnung von einer bestimmten Höhe herzustellen, wo aber die Localverhältnisse nicht gestatten, die Brückenbahn für den gewöhnlichen Verkehr von einem Ufer zum andern in diese Höhe zu legen. Es besteht z. B. in einer Stadt eine steinerne oder eiserne Brücke, deren Bahn mit den anstoßenden Straßen in gleicher Höhe, aber dabei gegen den Wasserspiegel des Flusses zu niedrig liegt, so daß die Schiffe nicht unter der Brücke durchpassiren können, eine Erhöhung der Bahn von 1 bis 1·5 Mtr. würde aber für die Schifffahrt genügen, so wäre es begründet, diese Brücke in der Art zu construiren, daß die Bahn in einer Oeffnung derselben um die erforderliche Höhe vertikal gehoben werden könnte. Dabei kann die Einrichtung getroffen sein, wie dieß auch bei der in Straßburg ausgeführten Hubbrücke der Fall ist, daß ein erhöhter Fußsteg an der Seite der beweglichen Fahrbahn aufgestellt ist, damit der Personenverkehr nicht gestört wird.

Die Einrichtung kann, wie aus den Fig. 21 und 22, Taf. XXIV., ersichtlich, folgende sein:

An der Achse a sitzt ein Spillenrad A mit Handgriffen, von welchem die bewegende Kraft ausgeht; an dem andern Ende der Achse sitzt ein Stirnrad B, welches in ein zweites Stirnrad C eingreift. Die Achse des letzteren geht von einer Seite der Bahn bis zur andern, und trägt 2 gußeiserne Scheiben D, D; an der Peripherie dieser Scheiben sind eiserne Ketten befestigt, die um so viel herabhängen, als die Erhebung der Bahn betragen soll; auf die herabhängenden Enden der Ketten stützen sich schmiedeiserne Barren, welche mit ihrem obern Ende an die Träger der Bahn befestigt sind. Sobald nun die Scheiben D in der Richtung gedreht werden, daß sich die Ketten auf ihre Peripherie aufwickeln müssen, so werden die Barren, und mit ihnen die Bahn, vertikal gehoben, indem auf jeder Seite der letzteren die gleiche Vorrichtung getroffen ist. Um die Bahn bei ihrer Bewegung stets in der gleichen Richtung zu erhalten, pflegt man sie zwischen 2 oder 4 festen eisernen Stäben gleiten zu lassen.

Würde die Hubbrücke auf eine beträchtliche Höhe zu heben sein, und ließen sich etwa 2 Pfeiler in den Fluß setzen, zwischen welchen die Brückenbahn gleiten könnte, dann ließe sich der Bewegungsmechanismus noch einfacher anordnen, da

man das Gewicht der Bahn mittelst Gegengewichten aufheben könnte und also nur die passiven Widerstände mit dem Mechanismus noch zu überwältigen wären.

§. 113.

5) Schiffbrücken.

Schon in sehr frühen Zeiten, sobald nur die Kunst, auf schwimmenden Fahrzeugen gewisse Lasten auf dem Wasser fortzubewegen, erfunden war, mußte der Gedanke entstehen, eine Reihe solcher Fahrzeuge quer über einen Fluß zu legen, sie zu verankern und als Unterlage für eine Brückenbahn zu benützen, um so den Fluß mittelst einer Schiffbrücke zu überschreiten.

Wenn die Schiffbrücken schon unter gewissen Verhältnissen für den friedlichen Verkehr volkreicher Städte von Vortheil sein können, so sind sie von noch höherer Wichtigkeit für den Krieg, da das Material hierzu leicht mit dem Heere auf Wagen transportirt werden kann und also die Möglichkeit gegeben ist, an jeder Stelle eines Flusses, wo zu kleine Wassertiefe nicht hindert, eine Brücke schlagen zu können.

Wird eine Schiffbrücke für den ständigen Verkehr zwischen 2 Stadttheilen oder überhaupt zur Herstellung der Communication zwischen 2 Ufern erbaut, so bestehen ihre Vortheile gegen einen festen Brückenbau hauptsächlich darin: daß sie weniger Kosten verursacht, wie eine steinerne oder eiserne Brücke, und daß die Schifffahrt auf dem Flusse nicht gehindert wird, indem man sie mit Gliedern versieht, die jederzeit abgefahren werden können; daß endlich, wenn die beiden Ufer nicht einem und demselben Staate angehören und die Communication zu Kriegszeiten gar nicht stattfinden soll, einer schleunigen Entfernung der Schiffbrücke aus dem Flusse nichts im Wege steht. Dagegen hat sie die Nachtheile, daß sie eine ständige Ueberwachung und viel Reparatur nöthig macht, hauptsächlich aber zur Zeit der Eisgänge die Communication auf einige Zeit ganz unterbrochen werden muß.

Im Allgemeinen wird es bei Schiffbrücken auf die Beantwortung folgender Fragen ankommen:

1) Welche Form der Schiffe ist für eine solche Brücke in jeder Hinsicht die vortheilhafteste?
2) Wie viel Schiffe von einer gewissen Größe bedarf man zu einer Brücke von bestimmter Länge?
3) Wie müssen die Schiffe auf ihrem Standorte befestigt werden, damit sie der Strom nicht mit sich fortreißt?
4) Welche Anstalten sind erforderlich, um das Steigen und Senken der Brücke bei dem Wachsen und Fallen des Wassers mit den Anlandungspunkten zu reguliren?
5) Wie ist die Brückenbahn einzurichten, damit sie steif genug wird und doch so viel nachgibt, als das unvermeidliche Schwanken der Schiffe erfordert?

6) Welcher Anstalten bedarf man, um die den Fluß passirenden Fahrzeuge leicht, schnell und gefahrlos durch die Brücke gehen zu lassen?
7) Wo werden die Schiffe zur Zeit eines Eisganges am Besten untergebracht?

§. 114.

Zur Beantwortung der ersten Frage diene Folgendes: Die Form der Schiffe oder Pontons wurde verschieden angenommen und es muß offenbar diejenige die beste sein, bei welcher mit dem geringsten Aufwande von Material die größte Tragfähigkeit und Stabilität erzielt und dabei aber auch möglichst wenig Aufstau und Seitenströmung verursacht wird.

Die verschiedenen Formen hölzerner Pontons sind nun:

a) parallelepipedisch mit vorn und hinten aufgebogenem Boden;
b) parallelepipedisch mit ebenem Boden, vorn und hinten nach dem geradlinigten Dreieck zugespitzt;
c) parallelepipedisch mit ebenem Boden, vorn und hinten nach dem sphärischen Dreieck zugespitzt, die Seitenborde senkrecht oder wenig geneigt;
d) parallelepipedisch mit vorn und hinten aufgebogenem Boden bei einer Zuspitzung nach dem sphärischen Dreieck und die Seitenborde entweder senkrecht oder etwas geneigt.

Von diesen Formen haben sich die unter d angegebenen als die zweckmäßigsten und den obigen Anforderungen am meisten genügenden erwiesen. Da nun die Stabilität des Pontons durch die Anordnung geneigter Seitenwände noch vergrößert wird, indem das Metacentrum bei gleicher Eintauchung höher über den Schwerpunkt fällt, wie bei dem Ponton mit senkrechten Wänden, so unterliegt es keinem Zweifel, welche Form den Pontons im Allgemeinen zu geben ist.

Die Dimensionen der Pontons für Schiffbrücken sind aus folgender Zusammenstellung ersichtlich:

Bezeichnung der Brücken.	Breite der Bahn.	Ponton.			Zuspitzung.	Boden.
		Länge.	Breite.	Höhe.		
	Mtr.	Mtr.	Mtr. unten. oben.	Mtr.		
Coblenz . . .	6·6	15	2·7 —3	1·2		eben.
Mainz . . .	6·6	15	2·7 —3	1·2	2·7	do.
Mannheim . .	6·6	15·6	3·15—3·45	1·41	3·6	do.
Knielingen . .	6·6	15·3	2·7 —3	1·44	3·15	aufgebogen.
Breisach . . .	4·5	13·5	2·4 —2·7	1·32	3·3	do.
Neckarelz . .	5·4	12·0	1·98—2·34	1·2	3·36	do.

Die Fig. 3, 4 und 5, Taf. XXVI., geben den Längenschnitt, Grundriß und Querschnitt eines Pontons der Mannheimer Schiffbrücke. Boden und Seiten-

wände sind aus eichenen 0·045 Mtr. starken Bohlen zusammengesetzt und mit starken Nägeln an die Rippen oder Kniehölzer α, α befestigt. Die letztern sind theils an den Ecken künstlich zusammengefügt, theils haben sie ihre natürliche Form. Die Seitenwände sind oberhalb durch Steifen c, c, Fig. 3, miteinander verbunden, welche unmittelbar neben den hervorragenden etwas konisch bearbeiteten Enden zweier Rippen liegen, an denen die Ankerketten befestigt werden. Ein Auseinandergehen der Wände wird durch schmiedeiserne Bolzen verhindert. Die Zuschärfung an dem Vorder- und Hintertheil des Pontons wird durch den sog. Steven gebildet.

Bei den Pontons der Knielinger Schiffbrücke haben die Rippenhölzer eine Stärke von $\frac{0·15}{0·15}$ Mtr. und sind 0·456 Mtr. von Mitte zu Mitte von einander entfernt. Die Rippenhölzer, welche zur Befestigung der Ankerketten dienen, haben $\frac{0·24}{0·24}$ Stärke. Der Boden besteht aus einer doppelten Bohlenlage, die untere ist 0·045 Mtr., die obere 0·03 Mtr. stark; die Bohlen für die Seitenwände haben 0·045 Mtr. Stärke, sie sind einfach übereinander gefügt und nur zur Verstärkung der untern Kante sind 2 Bohlen nebeneinander gestellt, wovon aber der innere nur 0·03 Mtr. Stärke hat. Sämmtliche Fugen sind gut kalfatert und alles Holzwerk ist sorgfältig mit Theer überstrichen. Das Gewicht eines solchen Pontons beträgt nahe 6500 Kil. einschließlich des Inbaues.

Die geringe Dauer hölzerner Pontons, sowie der Umstand, daß sie durch Brand leicht zerstört werden können, gab in neuerer Zeit Veranlassung zur Anfertigung eiserner Pontons. In Baden wurden solche zuerst bei der Mannheimer Schiffbrücke in Ausführung gebracht; die Fig. 7, 8, 9 und 10, Taf. XXVI., zeigen die Form und Construction eines solchen Pontons, dessen Länge 15 Mtr., Breite 3 Mtr., Höhe in der Mitte 1·2 Mtr. und an den Enden 1·35 Mtr.; Metalldicke 3·75 Millim., Nietenstärke 6 Millim.; Gewicht 3000 Kil. beträgt.

Die Vortheile der aus dünnem Eisenblech gefertigten Pontons bestehen im Wesentlichen darin: daß sie niederer gebaut werden können, indem sie weniger tief im Wasser stehen; daß sie ferner eine bessere, den Regeln der Schiffsbaukunst entsprechende Form erhalten können; daß sie verhältnißmäßig zu den hölzernen Pontons billig sind und endlich, daß sie weniger Reparatur bedürfen und längere Dauer zeigen. Während ein hölzernes Ponton 14—1600 Francs kostet und etwa 10 Jahre hält, kostet ein eisernes für den gleichen Zweck 2400 Francs und dauert wenigstens noch einmal so lange.

§. 115.

Um die zu einer Brücke nöthige Anzahl Pontons zu bestimmen, muß zuvörderst das Tragvermögen eines Pontons von gegebenen Dimensionen ermittelt werden. Hiezu dient der Satz der Hydrostatik, daß ein Schiff so viel trägt, als das Gewicht der Wassermasse ist, welche durch dasselbe verdrängt wird, weniger seinem eigenen Gewicht. Hat man das Tragvermögen darnach bestimmt, so läßt sich leicht diejenige Länge der Brückenbahn angeben, welche auf ein Ponton

gerechnet werden kann. Natürlich ist dabei die Rücksicht zu nehmen, daß die Balken, welche die Bahn tragen, wenigstens auf zwei Pontons aufliegen und etwa eine Länge von 12 — 14 Mtr. haben; oder daß dieselben ein Glied mit 3 Pontons bilden und, wie die Fig. 2, Taf. XXVI., zeigt, auf dem mittleren Ponton nebeneinander vorbeigehen, also im Ganzen eine Länge von 22 bis 24 Mtr. haben.

Angenommen, man theile die Brückenbahn in einzelne Glieder ab, welche von je 2 Pontons getragen werden sollen, so bestimmt sich die Entfernung der Pontons eines Gliedes wie folgt:

Die Dimensionen des Pontons seien: Länge = 15 Mtr.; Breite 3 Mtr.; Höhe 1·44 Mtr.; so ist die Grundfläche desselben 36·5 □Mtr. und das Gewicht 6500 Kil. Die Brückenbahn erhalte 6·6 Mtr. Breite und hat daher auf den laufenden Meter sammt Geländern ein Gewicht von 200 Kil.; die zufällige Belastung wird zu 280 Kil. per □Mtr. und endlich die größte Tauchung der Pontons zu 0·55 Mtr. angenommen, so hat man die durch die beiden Pontons eines Gliedes verdrängte Wassermasse

$$2 \{0{\cdot}55 \;.\; 36{\cdot}5 \;.\; 1000\}$$

und die Last, welche beiden Pontons aufgebürdet werden kann

$$2 \{0{\cdot}55 \;.\; 36{\cdot}5 \;.\; 1000\} - 2 \;.\; 6500.$$

Ist nun die lichte Entfernung zwischen den Pontons = x, so hat man die Länge des Gliedes $x + 8{\cdot}1$ Mtr. (weil die Pontons 3 Mtr. Breite haben und 1·05 Mtr. von den Enden der Bahn entfernt sein können), man hat somit die Belastung, welche wirklich auf die 2 Pontons kommt.

Gewicht der Bahn $(8{\cdot}1 + x) \;.\; 200.$

Zufällige Belastung $(8{\cdot}1 + x)\; 6{\cdot}6 \;.\; 280$

und entsteht daher die Gleichung:

$$(8{\cdot}1 + x) \{200 + 6{\cdot}6 \;.\; 280\} = 2 \{0{\cdot}55 \;.\; 36{\cdot}5 \;.\; 1000\} - 2 \;.\; 6500$$

woraus

$$x = 5{\cdot}1 \text{ Mtr. folgt.}$$

Die Länge eines Gliedes ist somit $8{\cdot}1 + 5{\cdot}1 = 13{\cdot}2$ Mtr., und beträgt daher die Entfernung von einem Landgliede zum andern z. B. 132 Mtr., so sind 10 Glieder und folglich 20 Pontons nöthig.

In gleicher Weise würde die Rechnung für den Fall geführt werden, wenn die Brücke aus Gliedern mit je 3 Pontons bestehen sollte. Gewöhnlich haben die Pontons eine Entfernung im Lichten von 5·4 Mtr., es ist daher die Länge eines Gliedes mit 3 Pontons $3 \;.\; 3 + 2 \;.\; 5{\cdot}4 + 2 \;.\; 1{\cdot}05 = 21{\cdot}9$ Mtr.; die Eintauchung der Pontons bei unbelasteter Bahn beträgt 0·219 Mtr. und bei der zufälligen Belastung durch ein Menschengedränge 0·58 Mtr.

§. 116.

Die Pontons müssen im Flusse verankert sein, damit sie der Strom nicht mit fortreißt. Gewöhnlich werden Anker eingeworfen, doch gibt es auch Fälle, wo sie zweckmäßiger durch eingerammte Pfähle oder Eisbrecher ersetzt werden, z. B. wenn eine Schiffbrücke über einen Fluß gebaut werden soll, ehe derselbe ein

regulirtes eingeschränktes Bett hat, wo also noch ein Wechseln des Thalwegs möglich und eine Ablagerung von Geschieben, folglich auch eine Ueberkiesung der Anker zu befürchten steht.

Man hat zweiarmige und vielarmige Anker; erstere, die auch Balkenanker genannt werden und gewöhnlich vorzukommen pflegen, bestehen aus folgenden Theilen:

Die Ruthe CD, Fig. 20, Taf. XXVI., hat 2 Arme DF und DF', die an ihren Enden mit dreieckigen Schaaren versehen sind, alles aus gutem Eisen geschmiedet. An dem obern Ende der Ruthe befindet sich der Ankerring und der Ankerstock AB. Die Dimensionen der Anker pflegt man nach folgenden Verhältnissen anzunehmen:

CD = $^2/_5$ bis $^3/_8$ der mittlern Schiffbreite;
AB = CD
Stärke bei MP = $^1/_{25}$ CD
" " ab = $^1/_{35}$ CD
NF = $^3/_8$ CD = HN = HF
EG = ab
PD = $^1/_{20}$ CD
cd = $^2/_5$ NF
EF = $^3/_8$ NF
mn = $^1/_3$ ab
rs = $^5/_8$ ab
xy = $^1/_5$ ab

Selten wird es nöthig sein, jedem Ponton einen besondern Anker zu geben, es wird vielmehr in den meisten Fällen genügen, ein Glied mit 2 Pontons an einem Anker und ein solches mit 3 Pontons an 2 Ankern zu befestigen.

Dabei ist es aber erforderlich, daß bei Schiffbrücken in größern Flüssen und Strömen die Glieder auch gegen eine stromaufwärts gerichtete Bewegung, welche etwa durch Gegenströmungen und heftige Windstöße veranlaßt wird, gesichert werden, und dieß geschieht für jedes Glied durch das Einwerfen eines Ankers unterhalb der Brücke.

Die Ankerketten, womit die Anker an die Steven oder die hervorstehenden Köpfe zweier Rippenhölzer befestigt werden, hat man schon aus Holz construirt, indem man längliche hölzerne Stäbe an ihren Enden mit Eisen beschlug und sie mittelst einiger gewöhnlichen Kettenglieder zusammenhing. Diese Ketten hatten wohl den Vortheil der mindern Kosten für die erste Anschaffung, allein sie erweisen sich als zu wenig sicher und dauerhaft; weit besser sind die schmiedeisernen Ankerketten, welche aus 1·5 bis 2 Mtr. langen Kettenstäben bestehen, die an ihren Enden Oehren haben, um durch einige Kettenglieder gewöhnlicher Art vereinigt werden zu können. Die Stäbe und Kettenglieder haben gewöhnlich eine Stärke von 18 Millimtr.

Die Orte, wo die Anker oberhalb der Brücke eingeworfen werden müssen, lassen sich nicht bestimmt bezeichnen, die Beschaffenheit des Flußbetts, die Strömung und die Wassertiefe kommen hierbei hauptsächlich in Betrachtung; ebensowenig

lassen sich bestimmte Angaben für die Ankergewichte geben, dieselben können zwar nach den oben angegebenen Dimensionen für die Anker berechnet werden, allein diese Berechnung gibt die kleinsten Werthe, die man überhaupt annehmen kann; Strömung und Wassertiefe haben auch auf die Ankergewichte Einfluß und bedingen zuweilen das doppelte und dreifache Gewicht von dem, welches die Berechnung gibt.

§. 117.

Ein Haupterforderniß bei einer Schiffbrücke ist, daß sie bei jedem Wasserstand befahren werden kann, und dabei die Steigung der Brückenbahn nirgends mehr als 6, höchstens 8 Procent beträgt. In der Regel wird die auf die Brücke führende Straße etwas über dem höchsten Wasser liegen und der Niveauunterschied zwischen Straßenoberfläche und Wasserspiegel wird am größten sein, wenn der Wasserstand am kleinsten ist. Nach diesem größten Niveauunterschied richtet sich sodann die Länge der Abfahrt oder desjenigen Brückentheils, welcher mit einem gewissen Gefälle auf die horizontale Bahn der Mittelglieder führt. Wäre z. B. der Höhenunterschied 3 Mtr. und würde man ein Gefälle von 5% annehmen, so müßte die horizontale Länge der Abfahrt $\frac{300}{5} = 60$ Mtr. betragen.

Die Art, wie nun eine solche Abfahrtbahn construirt und insbesondere wie sie unterstützt werden muß, richtet sich theils nach der Beschaffenheit der Ufer, theils nach der Tiefe des Niederwassers. Befindet sich an dem Ufer eine senkrechte oder wenig geneigte Uferwand oder eine Ufermauer und hat das Niederwasser eine beträchtliche Tiefe, so wird die Abfahrtbahn auf Pontons gestützt, welche zu diesem Behufe mit sogen. Bockgerüsten versehen sind. Fig. 14. Diese Bockgerüste haben die Einrichtung, daß sie die Brückenbahn in jeder Neigung unterstützen.

Ist die Tiefe des Niederwassers so gering, daß keine Pontons aufgestellt werden können, so pflegt man Joche einzurammen und die Brückenbahn darauf zu stützen. Fig. 15. Wenn dagegen die Abfahrtbrücke sehr lang werden muß und die Niederwassertiefe von dem Ufer gegen die Mitte des Flusses hin allmälig größer wird, so werden theilweise Pfahljoche, theilweise Pontons mit Bockgerüsten zur Unterstützung der Bahn verwendet, wie dieß durch die Fig. 16 dargestellt ist.

Anders wird die Anordnung in dem Falle sein, wenn die Ufer flach geböscht sind, hier kann sich die Brückenbahn an keinen bestimmten Punkt der Straße fest anschließen, sondern verkürzt oder verlängert sich, je nachdem das Wasser fällt oder steigt, und besonders für die höhern Wasserstände sind außer den im Flusse stehenden Pfahljochen noch Landjoche zur Unterstützung der Abfahrt-, beziehungsweise Auffahrtsbahn nöthig, wie dieß aus Fig. 17 hervorgeht.

Die Construction eines Pontons mit Bockgerüste ist aus Fig. 11, die Construction eines Pfahljoches aus Fig. 12 ersichtlich. Bei beiden Constructionen ruht die Brückenbahn auf einem Unterzug, welcher an beiden Enden durch zwei starke eiserne Durchsteckbolzen unterstützt ist. Aendert sich der Wasserstand, so ändert sich auch die Neigung der Abfahrtbahn und es müssen die Unterzüge

gehoben oder gesenkt werden; man hat zu diesem Behufe zweierlei Einrichtungen getroffen: die erste und ältere ist die, wobei jeder Unterzug an 2 Schraubenspindeln hängt, wie dieß aus Fig. 11ª ersichtlich ist; die neuere und einfachere dagegen besteht darin, daß man die Unterzüge mit 2 Zugwinden faßt, wie Fig. 11 zeigt, und alsdann nach Erforderniß hebt oder senkt. Insofern nun die Schraubenspindeln eine Stärke von 0·06 Mtr. erhalten müssen, folglich ziemlich kostspielig sind, und auch ihre Bewegung unbequem ist, dürfte die neuere Einrichtung mit den Zugwinden mehr zu empfehlen sein.

Was den Anschluß der Abfahrtbahn an das erste Mittelglied betrifft, so kann dieser in derselben Art bewerkstelligt werden, wie die Vereinigung zweier Mittelglieder, nur ist der eine Theil der Scharnierverbindung auf der Abfahrtbahn befestigt, was bei dem Verband zweier Mittelglieder nicht der Fall ist. Fig. 13.

§. 118.

Die Construction der Bahn einer Schiffbrücke ist an und für sich äußerst einfach und besteht meist nur aus einer 0·09 Mtr. starken Bedielung von Forlenholz, welche auf den $\frac{0·21}{0·18}$ Mtr. starken und 0·72 bis 0·84 Mtr. von Mitte zu Mitte von einander entfernten forlenen Streckbäumen lose aufliegt, und mittelst $\frac{0·15}{0·15}$ Mtr. starken Saumschwellen an beiden Rändern der Bahn gegen die äußern Streckbäume festgehalten wird. Die Geländer eines Brückengliedes bestehen aus $\frac{0·15}{0·15}$ Mtr. starken, gegen die äußern Streckbäume und Saumschwellen festgeschraubten Pfosten, über welche in der Regel eine Brustlehne verzapft ist; nur in manchen Fällen sind auch zwischen den Pfosten noch Geländerriegel angebracht. Es versteht sich, daß die Brückenbahn in so viele Theile zerfällt, als die Brücke einzelne Glieder hat und daß auch die Geländer zwischen je 2 Gliedern nicht fest und starr verbunden, sondern etwa nur mit Scharnierbändern zusammengehalten sein dürfen, damit sie einentheils so viel Beweglichkeit erhalten, als wegen den unvermeidlichen wellenförmigen Schwankungen der Brückenbahn erforderlich ist, anderntheils aber auch jederzeit wieder von einander getrennt werden können.

Von besonderer Wichtigkeit bei der Construction einer Schiffbrücke ist die Art der Befestigung der Bahn auf den Pontons, ihre Auflagerung auf denselben und zuletzt ihre Verbindung zwischen zwei zusammenstoßenden Gliedern. Hat jedes Glied nur 2 Pontons, so müssen die Streckbalken stets über beide greifen und in der Art mit denselben verbunden sein, daß nach keiner Richtung hin eine Verschiebung stattfinden kann, und hauptsächlich aber der Druck der Bahn und ihrer Belastung gleichförmig auf die Pontons vertheilt wird, also nicht nur auf die Seitenwände, sondern auch auf den Boden derselben. Sind jedesmal 3 Pontons für ein Glied bestimmt, so greifen die Streckbäume auf dem mittlern Ponton übereinander, wie dieß aus Fig. 2 ersichtlich ist. Behufs der Befestigung der Bahn auf den Pontons und gleichförmigen Auflagerung derselben werden,

wie aus den Fig. 3 und 5 zu ersehen, mehrere Querbalken a, a von etwa 0·15 Mtr. Stärke über jedes Ponton gelegt und auf die oberen Deckborde aufgekammt; rechtwinklig auf diese Querbalken kommen 3 oder 5 Stück Borde c, c von 0·09 Mtr. Stärke zu liegen, welche so lang sind als die Brückenbreite und von welchen gewöhnlich nur zwei dadurch eine Befestigung erhalten, daß an jeden Querbalken ein Bolzen ohne Gewinde, e, Fig. 5, durchgesteckt wird. Die Seitenborde übertragen den Druck der Bahn auf die Seitenwände, das mittlere Bord dagegen hat den Druck auf den Boden des Pontons fortzupflanzen und bedarf daher einer Unterstützung durch die Pfosten b, welche wiederum auf einer über die Rippen gelagerten und etwas in dieselben verkammten Schwelle (f) von 0·12 Mtr. Stärke aufsitzen. Zuweilen werden die Pfosten b noch mit seitlichen Verstrebungen versehen, wodurch sich der Vertikaldruck noch mehr auf den Boden des Pontons vertheilt und auch eine Verschiebung der ganzen Bahn nach der Längenrichtung des Pontons verhindert wird. Fig. 5ᵃ.

Die Durchsteckbolzen e, Fig. 5 und 5ᵃ, verhindern wohl auch eine Verrückung der Pontons nach der Längenrichtung der Bahn, allein sie sind nicht ganz ausreichend, um den Normalabstand ersterer zu erhalten, zumal da die Bolzenlöcher sich immer etwas erweitern und daher die Bolzen selbst einen Spielraum haben; es ist somit nöthig, bei der Construction eines Brückengliedes darauf Rücksicht zu nehmen und entweder die Streckbäume, wie aus Fig. 5ᵃ ersichtlich, in die mittlere Unterlagsschwelle c einzulassen, oder, wie die Fig. 5 zeigt, 2 Klötze d von hartem Holz, die sowohl in die Streckbäume wie in die Querbalken a eingelassen sind, anzubringen, und die Bolzen durch diese zu stecken.

Bei einem Brückengliede mit 3 Pontons sind diese Klötze d gewöhnlich nur bei dem mittleren Ponton angebracht, an den beiden andern sind sie durch Borde ersetzt. Fig. 1.

Die Vereinigung der Bahnen zweier benachbarter Glieder muß in der Art sein, daß der Druck von einer Bahn sich auf die andere fortpflanzt, daß die Bahn im Ganzen eine gewisse Steifigkeit erhält, ohne gerade völlig starr zu werden, daß endlich eine Trennung der Glieder möglichst leicht und in kurzer Zeit erfolgen kann. Man pflegt deßhalb sogenannte Röddelbalken und Keile anzuwenden, wie solches aus Fig. 5 zu ersehen ist. Die Röddelbalken r bilden die Ergänzungen zu den Saumschwellen und werden mittelst 4 Röddelbändern b und Keilen k gegen die Bedielung und die Streckbäume angedrückt. Zur völlig sichern Verhinderung des Auseinandergehens zweier Glieder sind gewöhnlich noch auf jeder Seite der Bahn die Verbindungsplatten m angebracht. Fig. 5 und 6.

§. 119.

Zur Durchfahrt der Schiffe ist die Schiffbrücke mit einem oder je nach der Breite mit 2 Durchlaßgliedern zu versehen. In letzterem Falle dient das eine für die abwärtsgehenden, das andere für die aufwärtsgehenden Schiffe.

Ein Durchlaßglied kann nun je nach seiner Breite ein oder 2 Pontons haben; Flußschiffe von mittlerer Größe erfordern gewöhnlich eine Weite der Durchlaßöffnung von 11 bis 12 Mtr., Dampfschiffe dagegen brauchen wenigstens 13·5 bis

14 Mtr.; für die erstern genügt es, die Bahn des Durchlaßglieds auf 1 Ponton zu legen, für die letztern sind 2 Pontons nöthig.

Bei einem Durchlaß mit einem Ponton ist die Einrichtung folgende (Fig. 18): Auf dem stromaufwärts gekehrten Ende des Pontons befindet sich entweder eine einfache hölzerne Welle mit einem Spillenrad, oder eine solidere eiserne Zugwinde. Von der Winde geht eine Kette nach dem Anker, welcher jedoch bei kleinern Flüssen nicht vor der Mitte liegen soll, damit die durchfahrenden Schiffe bei niederem Wasser nicht auf ihn stoßen können; die Kette selbst muß eine so große Länge haben, daß das Durchlaßglied unterhalb der Schiffbrücke aufgestellt werden kann und die am tiefsten gehenden Schiffe nicht an derselben streifen. An dem andern Ende des Pontons befindet sich ein Steuerruder. Soll nun der Durchlaß geöffnet werden, so löst man die Bahn von den benachbarten Gliedern los, windet die Kette an der Winde ab und läßt sich von der Strömung so weit abwärts treiben, bis das Durchlaßglied mit dem Steuerruder unterhalb der Schiffbrücke auf die Seite gelenkt werden kann. Ist das Schiff durchgefahren, so führt man das Durchlaßglied wieder in die Achse der Oeffnung herüber und zieht es an der Kette mit der Winde so weit aufwärts, als gerade nöthig ist zur Wiedervereinigung mit den anstoßenden Gliedern der Brücke.

Hat ein Durchlaßglied 2 Pontons, Fig. 19, so verbindet man die flußabwärts liegenden Enden derselben durch 2 Querbalken und legt darüber einen Bohlenbelag; auf die Mitte dieses letztern wird nun die Zugwinde befestigt, von welcher die Ankerkette unter der Brückenbahn hindurch gegen den Anker geht, damit aber auch die gleichen Arbeiter, welche an der Winde stehen, die Steuerruder handhaben können, sind dieselben mit einer Stange verbunden. Die Verbindung des Durchlasses mit den benachbarten Mittelgliedern kann auf dieselbe Art geschehen, wie die Verbindung der Abfahrt mit dem ersten Mittelglied. Fig. 13.

§. 120.

Sobald ein Eisgang auf dem Flusse eintritt, so muß die Schiffbrücke abgefahren werden, und es pflegt dieß in der Weise zu geschehen, daß man ein Glied nach dem andern von dem festen Theil der Brücke trennt und flußabwärts treiben läßt, um es entweder in einem Winterhafen, einem Nebenarm des Flusses oder in einem Canal zu bergen. Sollte weder ein Hafen noch sonst ein geeigneter Ort vorhanden sein, so bleibt kein anderes Mittel übrig, als flußaufwärts der Brücke, wo möglich neben beiden Ufern, mehrere Eisbrecher aufzustellen, doch so, daß sämmtliche Glieder hinter denselben sicher untergebracht werden können.

Beim Abfahren der Glieder löst man die Ankerketten ab und befestigt sie an hinreichend schwere Schwimmbalken, damit sie nicht versinken und beim Auffahren der Brücke leicht wieder gefunden werden.

§. 121.

Was die Richtung einer Schiffbrücke betrifft, so richtet sich diese hauptsächlich nach der Richtung der Straße oder vielmehr beider Straßentheile, die miteinander vereinigt werden sollen. Die gerade senkrechte Richtung wird immer die zweck-

mäßigste sein, weil sich dabei die Brücke am besten gegen die Ufer anschließt und die Länge der Bahn am kleinsten ist.

Machen die beiden Straßenenden einen Winkel miteinander, so muß wohl die Brücke den Verbindungsbogen bilden, und es wird die Richtung am besten nach einer Kreislinie von möglichst großem Radius angenommen.

§. 122.

6) Fliegende Brücken.

Wenn ein an dem Ufer aufgestelltes Fahrzeug D, Fig. 34, Taf. XXXI., an ein in der Mitte des Flusses verankertes Tau AD, Giertau genannt, befestigt und dann der Strömung überlassen wird, so wird es sich ohne weiteres Zuthun in einem Bogen nach einer Stelle in der Mitte des Flusses, nach D', bewegen, wo das Giertau in dem Stromfaden seines Verankerungspunktes liegt, von dieser Stelle aber wieder zurück nach dem Ufer, von welchem es abgegangen ist, oder nach dem jenseitigen Ufer nach C steigen, gieren, wenn man ihm eine gegen den Stromstrich geneigte Stellung wie D' gibt, so daß die Strömung des Wassers auf diejenige Seitenfläche des Fahrzeugs trifft, die dem Ufer, nach welchem dasselbe sich bewegen soll, entgegengesetzt ist. Wird daher das Fahrzeug gleich bei dem Abgange von dem diesseitigen Ufer in eine solche gegen den Stromstrich geneigte Stellung gebracht und in derselben erhalten, so legt sie den Weg nach dem jenseitigen Ufer in ununterbrochener Bewegung fort.

Auf dieser Einwirkung der Strömung des Wassers auf die Fahrzeuge und der dadurch denselben mitgetheilten Bewegung beruht die Einrichtung der fliegenden Brücken oder fliegenden Fähren.

In allen Fällen, wo es an hinreichendem Material fehlt, um eine feste Brücke schlagen zu können, oder wo die Passage nicht sehr frequent und eine Verbindung der Ufer dennoch erforderlich ist, oder endlich, wo überhaupt keine ununterbrochene Communication zwischen 2 Ufern stattfinden soll, sind fliegende Brücken sehr zu empfehlen, indem sie nicht allein weniger Kosten veranlassen, wie jede andere Construction, sondern auch, namentlich in schnell strömenden Flüssen, zu ihrer Bewegung nur wenig Mühe und Kunst erfordern. Dabei muß aber immer vorausgesetzt werden, daß die Stromverhältnisse an der Stelle, wo man die fliegende Brücke bauen will, geregelt sind.

Im Allgemeinen unterscheidet man bei den fliegenden Brücken folgende Theile:

1) Die Brücke selbst;
2) das Giertau oder die Bogtkette;
3) die Gierpontons oder Bogtnachen zur Unterstützung des Giertaues;
4) die Landungspritschen.

§. 123.

Es gibt fliegende Brücken und fliegende Nähen oder Fähren; bei den ersteren ruht die Brückenbahn auf zwei Pontons oder Schiffen, welche mit Steuerrudern versehen sind, während die Brückenbahn der letztern auf einem Schiffe, einer Nähe, ohne irgend ein Steuer liegt. Beide werden durch die

Strömung des Flusses in Bewegung gesetzt und die fliegende Brücke erhält die erforderliche schiefe Richtung gegen den Stromstrich durch die Steuerruder, während die fliegende Nähe durch eine an dem Giertau befestigte Kette, Brittelkette, welche je nach Umständen verlängert oder verkürzt werden kann, dem Strome schief entgegengestellt wird.

Hiernach kann auch jedes aus 2 oder 3 Pontons bestehende Brückenjoch einer Schiffbrücke zu einer fliegenden Brücke eingerichtet werden, wenn man nur die Pontons mit Steuerrudern versieht und das Joch selbst an ein vor Anker liegendes Giertau befestigt. Ein solches Joch liegt aber jederzeit mindestens 1 Mtr. mit seiner Brückenbahn höher als jene einer fliegenden Nähe, was den Nachtheil hat, daß an beiden Ufern Landungspritschen zum Auffahren auf die Brücke hergestellt werden müssen, während an den fliegenden Nähen bewegliche Abfahrtpritschen angebracht sind, die sich auf die abgeschrägten Ufer anlegen und man daher bei jedem Wasserstande von dem Ufer aus auf die fliegende Nähe fahren kann, ohne daß eine besondere Vorrichtung nöthig ist.

Weitere Nachtheile der fliegenden Brücken gegen die fliegenden Nähen sind aber auch noch die: daß die ersteren weniger Tragvermögen und weniger Stabilität haben wie die letztern, denn der Schwerpunkt des ganzen Systems einer fliegenden Brücke liegt höher als der einer fliegenden Nähe, und endlich, daß die Zeit zur Ueberfahrt bei einer fliegenden Brücke größer ist, wie bei einer fliegenden Nähe.

Die fliegenden Nähen auf dem Rheinstrome, welche die Verbindung zwischen Baden und Bayern herstellen, haben folgende Construction. Die Nähe oder das Gierboot, deren Ansicht, Längen- und Querschnitt auf Taf. XXVI. Fig. 21, 22, 23 dargestellt sind, hat gewöhnlich eine Länge von 24 Mtr., im Boden eine Breite von 7·5 Mtr. und eine Höhe von 1·5 Mtr. Das Giertau ist bei A, Fig. 23, einigemal um den obern stromaufwärts stehenden Mast geschlungen, oder wenn es aus Eisen besteht, mittelst eines Universalgelenkes daselbst befestigt. Die beiden Masten sind durch einen Spannriegel b, b verbunden und werden mittelst 4 Mastketten in ihrer vertikalen Stellung erhalten. Soll sich die Nähe von dem einen Ufer nach dem andern bewegen, so wird ihr die erforderliche Richtung stromaufwärts mit der Brittelkette C E oder E D, Fig. 24, gegeben. Diese Kette hat in der Regel eine Länge von 25 Mtr. Das eine Ende der Brittelkette ist an der Bogtkette und das andere zunächst am obern Ende des Gierbootes befestigt, es befinden sich deßhalb an den Punkten C und D Zugmaschinen, durch welche ein An- und Ablassen stetig geschehen kann. Wie aus Fig. 21 ersichtlich, sind auf der obern flußaufwärts gekehrten Seite des Gierbootes vier Schwerter S, S, S, S angebracht, welche sich an dem schmalen Theil um einen Bolzen drehen und bei d mittelst einer Kette durch den Zughaspel F aufgezogen und abgelassen werden können. Diese Schwerter haben den Zweck, je nachdem sie einzeln oder miteinander in den Strom gesenkt werden, dem Strom eine größere Fläche entgegenzusetzen und somit die Geschwindigkeit der Nähe zu beschleunigen. Sie leisten daher besonders gute Dienste bei kleinen Wasserständen und unregelmäßigen Strömungen. An den Enden des Gierbootes befinden sich die Landpritschen P, P, Fig. 21 und 22. Dieselben sind gewöhnlich 4·25 Mtr. lang, am äußern Ende

4·45 Mtr. und am innern 5·2 Mtr. breit und mittelst eiserner Hacken an das Gierboot befestigt; sie werden durch einen Hebel lr auf- und abwärts gehoben, je nachdem die Landpritsche sich von der Abfahrt entfernen oder auf dieselbe niederlassen soll. Mittelst einer kurzen Kette am Ende des Hebels wird die Pritsche in dem aufgehobenen Zustande erhalten. Die Construction der Brückenbahn ist aus der Zeichnung ersichtlich.

Die Ladungsfähigkeit einer solchen Nähe läßt sich bekanntlich leicht bestimmen. Beträgt die Einsenkung der Nähe im Ganzen 1·1 Mtr., so daß also noch 0·4 Mtr. Bordhöhe bleibt, so ist das Ladungsvermögen 2000 Cntr. oder 100000 Kil.

Die fliegenden Brücken auf größern Strömen haben gewöhnlich 2 Pontons. Die Brückenbahn hat dabei 15 Mtr. Länge und 14·4 Mtr. Breite; die Länge der Pontons ist 19·8 Mtr., ihre Höhe 1·5 Mtr., die untere Breite 2·7 Mtr., die obere 3 Mtr. Jedes Ponton ist mit einem Steuerruder versehen und geht unbelastet etwa 0·6 Mtr. tief im Wasser. Auf dem hintern Theil der Brückenbahn befindet sich der Steuermann, während auf dem vorderen die Winde angebracht ist, um welche sich das Giertau einigemal herumschlingt, damit es in der Länge regulirt werden kann.

§. 124.

Die Wahl des Verankerungspunktes hat immer mit Rücksicht auf den Stromstrich so zu geschehen, daß eine möglichst gleichförmige Geschwindigkeit der Brücke erhalten werde. Hiernach ist der Verankerungspunkt in der Mitte des Flußbettes zu nehmen, wenn der Stromstrich in dessen Mitte liegt; nähert sich aber der Stromstrich einem Ufer mehr wie dem andern, so ist der Verankerungspunkt demjenigen Ufer verhältnißmäßig näher zu nehmen, von welchem der Stromstrich entfernter liegt.

Nach der Bestimmung des Ankerpunktes ist es bei einer neu anzulegenden fliegenden Brücke zunächst von Wichtigkeit, die Länge des Giertaues zu kennen. Diese ist hauptsächlich von der Geschwindigkeit des Wassers und von der Breite des Stroms abhängig und soll so gewählt werden, daß die Geschwindigkeit des Fahrzeugs bei der Anlandung innerhalb einer gewissen Gränze liegt, damit die Landungspritschen einerseits durch zu rasches Anfahren nicht beschädigt werden, andererseits aber auch die Anlandung nicht zu langsam geschieht. Die Erfahrung gibt folgende Regeln:

Für eine Geschwindigkeit des Wassers	Länge des Giertaues
von 1·5—1·8 Mtr.	$^3/_4$ der Strombreite,
„ 1·8—2·4 „	ganze Strombreite,
„ 2·4—3·6 „	$1^1/_2$ bis 1·8 der Strombreite,
„ 3·6—4·0 „	1·8 bis 2 Mal der Strombreite.

Das Giertau kann entweder ein gewöhnliches Hanf- oder gewundenes Drahttau von etwa 0·035 Mtr. Stärke sein, oder, was wohl das solideste und dauerhafteste ist, es geht in eine Kette über, die alsdann Bogtkette heißt, und erhält die Construction einer gewöhnlichen Ankerkette, deren Glieder, je nach der Stärke der Strömung, 1·5 bis 2 Centimeter stark sind.

In dem Flußbette erhält das Giertau seine Befestigung an einem oder an zwei Ankern, je nachdem es die Beschaffenheit des Grundes und die Größe der Strömung erfordern. Im Rhein sind gewöhnlich 2 Anker von 300 bis 350 Kil. erforderlich. In Fällen, wo das Flußbett noch nicht vollständig regulirt ist, wird es vorgezogen werden müssen, das Giertau an einen in dem Fluß eingerammten Eisbrecher zu befestigen, wie dieß bei der Neubreisacher fliegenden Brücke der Fall ist, indem die Anker einer Ueberkiesung ausgesetzt sind.

§. 125.

Um das Giertau über Wasser zu erhalten, werden Pontons oder Nachen untergestellt, welche in dieser Verwendung Gierpontons oder Bogtnachen heißen.

Dieselben sind mit kleinen Masten versehen, haben auf dem Rhein gewöhnlich 9 Mtr. Länge, im Boden eine Breite von 1·2 Mtr. und oben eine solche von 1·8 Mtr., und eine Höhe von 0·75 bis 0·9 Mtr. Die Maste sind in der Regel in der Mitte der Nachen aufgestellt und haben eine Höhe von 1·5 Mtr. Die Abstände der Bogtnachen sind 30 bis 40 Mtr. von Mast zu Mast.

§. 126.

Zur Anfahrt der Brücke an beiden Ufern des Flusses sind bei einem mit $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ Neigung abgeböschten und mit Steinen abgepflasterten Ufer keine weiteren Vorrichtungen nöthig, wenn die Brückenbahn in einer Nähe oder Fähre liegt, welche an beiden Schnabelenden mit Abfahrtpritschen versehen ist.

Wenn aber die Brückenbahn auf 2 Schiffen ruht und somit mindestens 1 Mtr. über dem Wasserspiegel liegt, und wenn man überhaupt mit der fliegenden Brücke wegen mangelnder Wassertiefe nicht ganz an das abgeschrägte Ufer anfahren kann, dann sind gewisse Vorrichtungen zu treffen, die im geringsten Falle darin bestehen, daß man eine Landungsbrücke mit festen Unterlagen construirt, welche je nach dem Wasserstande gegen den Uferrand verschoben werden kann. Für steilere Ufer oder senkrechte Uferwände sind förmliche Brücken- oder Landjoche mit oder ohne schwimmende Unterlagen nothwendig, wie solche die Schiffbrücken erheischen. Gewöhnlich genügt es, bei geringer Wassertiefe ein Joch in den Fluß zu stellen und die an das Ufer angehängte Brückenbahn mit dem äußeren Ende auf einen Unterzug dieses Joches zu legen, welcher je nach dem Wasserstande in eine höhere oder tiefere Lage gebracht werden kann. Bei größerer Wassertiefe tritt an die Stelle des Pfahljochs ein vor Anker liegendes Ponton mit einem Bockgestelle.

In jedem Falle muß man übrigens bei der Wahl der Uferstellen für die Anlandung darauf sehen, daß zunächst vor den Landungsbrücken noch eine gewisse Strömung des Wassers vorhanden ist, damit die fliegende Brücke ohne zu große Mühe in Bewegung gesetzt werden kann. Nur in einem ganz geregelten Strome, wo man zum Voraus den Veranferungspunkt kennt, lassen sich übrigens die Anlandungsstellen genau bezeichnen; in weniger geregelten Strömen muß der Veranferungspunkt und die Länge des Giertaurs erst durch einige Probefahrten

ermittelt werden, wobei man von dem Grundsatze ausgeht, daß die fliegende Brücke zur Hin- und Herfahrt bei gleicher Stellung gegen den Stromstrich gleiche Zeit braucht; hiernach bestimmen sich alsdann die Anlandungspunkte. Die Geschwindigkeit, mit welcher die fliegende Brücke den Weg zurücklegt, hängt von der Stärke der Strömung und von dem Winkel ab, unter welchem die Brücke gegen die Strömung gestellt wird. Um eine vortheilhafte Geschwindigkeit zu erreichen, wird dieser Winkel, je nach der größern oder geringern Strömung, bei der Abfahrt von dem Ufer 60 bis 70 Grad, in der Mitte des Flusses oder da, wo das Giertau eine parallele Lage zu dem Stromstriche erlangt hat, zu 50 bis 60 Grad, und in der Nähe der Landungsbrücke zu 40 bis 50 Grad angenommen. Wenn bei diesen Annahmen die Brücke mit zu geringer, oder mit zu großer Geschwindigkeit an dem andern Ufer ankommt, um gehörig landen zu können, so ist im ersteren Falle das Giertau zu lang, im andern zu kurz.

Die Zeit der Ueberfahrt läßt sich annähernd mit Hülfe der Hydraulik aus der Geschwindigkeit des Stromes theoretisch bestimmen*), allein es führt diese Bestimmung auf weitläufige algebraische Ausdrücke und man wird auch auf folgendem einfacheren Wege ein brauchbares Resultat erhalten, wenn man annimmt, daß das fliegende Fahrzeug sich selbst überlassen die Geschwindigkeit des Stromes im Thalwege annimmt und bei der Ueberfahrt daher diejenige erhält, welche den entsprechenden Coefficienten aus dieser Geschwindigkeit zugehört. Wird die mittlere Geschwindigkeit des Stromes mit V bezeichnet, der Winkel, den die Bogtkette oder das Giertau mit der langen Seite des Gierbootes macht, mit α, und der Winkel, den die Bogtkette mit dem Stromstrich bildet, mit β, so ist bei der Abfahrt der Brücke von dem einen auf das andere Ufer der Winkel, den der Stromstrich mit dem Gierboot bildet $= \alpha + \beta$ und bei Ankunft der Brücke an dem andern Ufer $= \alpha - \beta$; die mittlere Richtung, die das Gierboot mit dem Stromstrich bildet, ist daher $\frac{\alpha + \beta + \alpha - \beta}{2} = \alpha$. Es ist daher die mittlere Geschwindigkeit, mit welcher das Gierboot von dem Strome getroffen wird $= V \sin \alpha$. Ist z. B. $V = 1{\cdot}2$ Mtr. und $\alpha = 60^0$, so hat man $V \sin \alpha = 1{\cdot}039$ Mtr.; die Zeit zur Ueberfahrt für die Weglänge $= 1$ ist daher $t = \frac{1}{V \sin \alpha} = \frac{1}{1{\cdot}039}$. Bei der fliegenden Nähe zu Speyer beträgt die Entfernung zwischen beiden Anfahrten 360 Mtr., man hat daher $t = \frac{360}{1{\cdot}039}$ = nahe 6 Minuten, was mit der Erfahrung auch gut übereinstimmt, denn man hat beobachtet, daß diese Zeit bei hohem Wasser 4—5, bei mittlerem 6—7 und bei niedrigem 9—10 Minuten beträgt.

§. 127.

In Frankreich sieht man auch öfters Fähren, welche eine andere Einrichtung haben, wie die gewöhnlichen fliegenden Brücken. Es wird nämlich von einem

*) Förster, Allgemeine Bauzeitung, 1847.

Ufer zum andern in einer der Schifffahrt nicht hinderlichen Höhe ein Scheertau gespannt, auf welchem eine Rolle läuft, von deren Gehäuse ein Tau nach dem Gierboote abgeht und daran befestigt ist. Wird dieses Gierboot mit Hülfe des Steuerruders schief gegen die Strömung gestellt, so bewegt es sich in einer flachen Bogenlinie von einem Ufer zum andern. Diese Einrichtung kann übrigens nur für kleinere Gierboote zweckmäßig sein.

In Amerika gibt es eine Art von Dampffähren, welche den Verkehr zwischen den Ufern sehr breiter heftiger Ströme vermitteln. Von dem einen Ufer zum andern sind starke Ketten auf den Grund des Flußbettes gelegt und mit ihren Enden befestigt. Die Dampffähre, welche sich zwischen diesen beiden Ketten befindet, hat auf beiden langen Seiten eine gußeiserne Rolle oder Scheibe, die an ihrem Umfange tief eingeschnitten und so geformt ist, daß sich die Glieder der Kette genau so einlegen, wie die Zähne einer gezahnten Stange in ein Zahnrad. Beide Rollen stecken fest an einer gemeinschaftlichen Welle, die von einer Dampfmaschine aus in Umdrehung gesetzt wird. Indem nun die auf dem Grunde liegenden Ketten über die erwähnten Rollen geführt sind, erfolgt sogleich nach Ingangsetzung der Maschine der Eingriff zwischen Rollen und Ketten, und da diese letzteren fest liegen, die Fortbewegung des Fahrzeugs von einem Ufer direct gegen das andere hin. Die Schifffahrt wird hierdurch nicht gehindert, indem sich die Ketten durch ihr Gewicht vor und hinter den Rollen auf den Grund herabsenken.

Sechster Abschnitt.

III. Hängbrücken.

III. Hängbrücken.

1) Kettenbrücken.

§. 128.

Einleitung.

igenden Brücken im Allgemeinen haben den Vortheil, daß man mittelst Schluchten, Thäler oder Flüsse, in welchen die Gründung von Zwischen- ntweder unmöglich oder zu kostbar wäre, von sehr beträchtlicher rei überspannen kann.

i Prinzipe nach sind die Hängbrücken uralt; Brücken von Seilen ge- iden sich schon in Indien und China. Oft waren die Seile bloß an befestigt, und der Reisende übersetzte tiefe Schluchten in einem an dem e aufgehängten Korbe, indem er sich selbst mittelst eines Taues vorwärts hing man an die Seile eine Brückenbahn, welche aber gewöhnlich nur änger bestimmt war.

on vor etwa 50 Jahren hatte man Hängbrücken von Eisen in Amerika rt; von dort kam das Prinzip derselben nach Europa, wo es sich all- vollkommnete.

erste eiserne Hängbrücke war eine Kettenbrücke, und wurde in England über den Fluß Tees erbaut; ihre Weite beträgt nur 18 Mtr. und die Fußgänger bestimmte Bahn liegt auf den Ketten, welche in den zu eiten vorhandenen Felsen befestigt sind.

uel Brown war der erste, welcher in England im Jahre 1819 eine cke für Fuhrwerke baute. Es war dieß die Brücke über den Fluß Tweed ick. Die 5·49 Mtr. breite Brückenbahn hat zwischen beiden Uferpfeilern je von 110 Mtr. Auf jeder Seite der Brückenbahn hängen 6 Ketten neben- und vertikal übereinander in einem Abstande von 0·5 Mtr. nglieder sind aus Rundeisen von 0·051 Mtr. Durchmesser und haben . Länge. Die Verbindung der Glieder geschieht durch Ringe von 0·031 ke und ovale Bolzen von 0·063 und 0·057 Mtr. Stärke. Die Ent- der Hängeisen, welche an die Brückenbahn herabgehen, ist 1·52 Mtr.

Die horizontale Entfernung der Aufhängepunkte der Ketten ist 131·7 Mtr. und der Pfeil der Krümmung 8 Mtr.

Auch der berühmte Ingenieur Telfort baute fast zu gleicher Zeit mit Brown die durch ihre Größe ausgezeichnete Menay-Brücke bei Bangor. Diese Brücke besteht aus einem Hauptbogen von 176·6 Mtr. Weite zwischen den Aufhängepunkten. Der ungefähr 30 Mtr. über dem Wasserspiegel liegende Brückenweg ist 8·512 Mtr. breit, und wird von 4 Tragketten getragen, von welchen die beiden mittlern den 1·22 Mtr. breiten Fußweg von den zu beiden Seiten desselben liegenden 3·65 Mtr. breiten Fahrbahnen trennen. Jede Tragkette besteht aus 4 einzelnen, vertikal übereinander liegenden Ketten, und jede einzelne Kette aus 5 nebeneinander liegenden Gliedern von 0·092 Mtr. Höhe, 0·0254 Mtr. Dicke und 3 Mtr. Länge von Mitte zu Mitte der Verbindungsglieder. Der Pfeil der Tragketten beträgt 13·07 Mtr. Die Bolzen der Verbindungsplatten sind 0·076 Mtr. stark.

Die Tragstangen hängen in Entfernungen von 1·5 Mtr. und haben 645 □Millim. Querschnitt. Die Ketten liegen über den Pilonen nicht auf festen, sondern auf beweglichen Sätteln von Gußeisen. Diese Sättel bestehen aus 4 übereinander liegenden kastenförmigen Stücken, wovon das unterste auf 6 Walzen von 0·2 Mtr. Durchmesser ruht.

Zur Verminderung der Schwingungen wurden die Tragketten viermal, und jede der Spannketten zweimal nach der Quere miteinander verbunden.

Diese Einrichtung verminderte zwar die Schwingungen der Brücke beim Darübergehen schwerer Lastwagen; allein bei heftigen Stürmen soll sich die Brückenbahn dennoch um 6 bis 9 Decimtr. heben. Die Brückenbahn liegt auf eisernen Unterzügen, auf welchen eine doppelte Bohlenlage ruht; unter den Unterzügen der Fahrbahn sind eiserne Sprengwerke angebracht.

Alle Kettenglieder wurden vor ihrer Verwendung mit einem Gewichte von 17·3 Kil. auf den □Millimtr. geprüft; bei der größtmöglichsten Belastung tragen die Ketten nur beiläufig den dritten Theil desjenigen Gewichts, welches sie zu zerreißen im Stande sein würde. *)

In den Jahren 1824 bis 1827 baute Ingenieur W. T. Clark die sogenannte Hammersmith-Brücke 2 Meilen oberhalb London über die Themse. Sowohl bezüglich der allgemeinen Anordnung wie der constructiven Details kann diese Brücke als Muster für ähnliche Bauwerke dienen. Die ganze Breite des Flusses von 222·5 Mtr. ist nämlich in drei Theile getheilt, so daß sich der mittlere von 121·8 Mtr. Weite zu den beiden äußern von 43·1 Mtr. Weite beinahe wie 3 zu 1 verhält.

Die Tragketten der Seitenbahnen gehen zum Theil noch unter die Fahrbahn hinab und sind in wenig geneigter Lage durch das ganze Massiv des Verankerungsmauerwerks hindurch geführt. Hierdurch wurde die Verankerung möglichst einfach und sicher, und die Schwingungen der Seitenbahnen sind auf ein Minimum beschränkt.

Die im Flusse stehenden Pilonen haben eine Länge von 12·7 Mtr., eine Breite von 6·6 Mtr. und über der Brückenbahn eine Höhe von 14·4 Mtr.

*) Eine genaue Beschreibung findet man in Gerstner's Mechanik, S. 460 ꝛc.

Die Brückenbahn wird durch 2 Tragketten, welche die in der Mitte liegende 6 Mtr. breite Fahrbahn von den zu beiden Seiten befindlichen 1·5 Mtr. breiten Fußwegen trennen, in 3 Theile getheilt; sie liegt 4·8 Mtr. über dem höchsten Wasser. Es hängen immer je 2 Ketten in einem Abstande von 0·3 Mtr. vertikal übereinander, so daß also die Fahrbahn von 8 Ketten getragen wird. Die beiden innern Tragketten bestehen aus 6 und die beiden äußern aus 3 parallelen Schienenreihen von 0·127 Mtr. Höhe und 0·0254 Mtr. Breite, so daß der Querschnitt der 36 Kettenglieder 3225·8 □Millim. beträgt. Die Hängstäbe haben 645 □Millim. Querschnitt und hängen in Entfernungen von 1·5 Mtr. senkrecht herab. Die Seitenfelder werden außerdem von 28 gußeisernen Stützen von unten unterstützt. Die Verbindung der 3·04 Mtr. langen Kettenglieder ist durch kurze Zwischenplatten und Bolzen von 0·069 Mtr. Stärke bewerkstelligt. Jedesmal durch die Mitte der Zwischenplatten geht ein dritter Bolzen, an welchem 2 Laschen hängen, welche zur Befestigung der Hängstäbe dienen.

Die Hauptketten laufen auf den Pfeilern über 2 Reihen gußeiserner genau abgedrehter Walzen, die einen für die obern und die andern für die untern Ketten, ähnlich wie bei der Pesther Kettenbrücke. Diese Walzen haben 0·28 Mtr. Durchmesser und 0·075 Mtr. dicke schmiedeiserne Zapfen, die in metallenen Lagern ruhen. Die letztern sind an einem massiven gußeisernen Sattel, welcher in die Pilonen eingelassen und festgeschraubt ist, befestigt. Nach genauen Beobachtungen betrug die Bewegung der Ketten auf den Rollen, wenn Wagen im scharfen Trabe über die Brücke gingen, nie mehr als 0·025 Mtr.

Das Verankerungsmauerwerk hat bei einer Höhe von 6·3 Mtr. eine Stärke von 14 Mtr.

Auch der englische Ingenieur Brunel, Erbauer des Themse-Tunnels, baute im Jahr 1823 zwei Kettenbrücken auf der Insel Bourbon, welche hier, wegen ihrer eigenthümlichen Construction, nicht unerwähnt bleiben dürfen. *)

Die größere dieser Brücken hat 2 Oeffnungen, jede von 40·2 Mtr. Weite von Mitte zu Mitte der Auflagerungen, welch letztere aus Gußeisen bestehen, und 37·2 Mtr. zwischen Pfeiler und Widerlager.

Die Brückenbahn wird von 3 Hauptketten getragen, zwei an den Rändern und eine in der Mitte der 5·90 Mtr. breiten Bahn.

Die Aufhängpunkte der Ketten liegen 7·32 und 1·6 Mtr. über der Oberfläche des Pfeiler- und Widerlagsmauerwerks; der Scheitel der Kettenkurve, welche etwas größer ist als ein halber Kettenbogen, senkt sich noch um 0·3 Mtr. unter den Aufhängepunkt am Widerlager. Jede Hauptkette besteht aus 2 gleichen nebeneinander liegenden Ketten, deren einzelne Glieder länglicht ringförmig sind, eine Länge von 1·416 Mtr. haben und aus Rundeisen von 0·035 Mtr. Dicke bestehen. Ihre Verbindung wird durch Ringe von 0·22 Mtr. lichter Länge und Bolzen von 0·051 Mtr. Durchmesser bewerkstelligt, von denen die aus Rundeisen bestehenden Hängstäbe herabgehen, um sich mit den gußeisernen Unterzügen der Bahn zu vereinigen.

*) Navier, S. 49.

Das Eigenthümliche dieser Brücke besteht nun darin, daß sie sogenannte Gegenketten hat, welche seitwärts und unter der Bahn angebracht sind, und die entgegengesetzte Krümmung haben, wie die Tragketten. Diese Ketten von 0·032 Mtr. starkem Rundeisen haben den Zweck, die Bahn zu hindern, bei heftigen Windstößen in große Schwingungen zu gerathen.

Zur Begränzung und Versteifung der Brückenbahn sind an den Rändern und in der Mitte derselben 0·203 Mtr. im Quadrat starke Balken parallel mit der Brückenachse gelegt und mit den Unterzügen verschraubt. Zwischen diesen 3 Langschwellen ist die Bahn jedesmal in einen Fahrweg und in 2 an der Seite desselben liegende Fußwege abgetheilt. Der erstere besteht aus 2 Saumschwellen von 0·102 Mtr. Dicke und 0·305 Mtr. Breite, zwischen denen eine Bedielung von 0·051 Mtr. Stärke liegt; die letzteren sind aus Bohlen von 0·029 Mtr. Stärke construirt.

Die Widerlager und der Mittelpfeiler sind bis an die Bahn massiv aus Werkstücken, die eigentlichen Auflagerungen oder Stützen für die Ketten aber sind von Gußeisen und zeichnen sich besonders durch ihre Leichtigkeit und sinnreiche Anordnung bezüglich der Kettenbefestigungen aus. Die Ketten gehen nämlich nicht wie bei andern ähnlichen Brücken über Rollen, sondern sind mit einem hängenden Pendel verbunden, wie dieß aus Fig. 25, Taf. XXX. ersichtlich ist. Hierdurch wird das Hin- und Herzerren der gußeisernen Aufsätze möglichst vermieden.

Beschreibung einiger Kettenbrücken neuerer Zeit.

§. 129.

Kettenbrücke über die Regnitz in Bamberg.

An der Stelle der jetzigen Kettenbrücke in Bamberg stand in früheren Zeiten nur eine hölzerne Jochbrücke; im Jahre 1752 wurde diese durch eine steinerne Brücke mit 4 Bogen ersetzt; dieses Bauwerk war aber so schlecht fundamentirt, daß es bei dem außerordentlichen Hochwasser im Jahre 1784 wieder zusammenstürzte. Erst im Jahre 1809 baute wieder der bayerische Oberbaudirector Wiebeking an der Stelle der frühern steinernen Brücke eine hölzerne Bogenbrücke von 62·8 Mtr. Spannweite, allein auch diese mußte nach 17 Jahren wieder abgetragen werden, da das Holz der Bogenrippe anfing morsch zu werden.

Es handelte sich nun um die Herstellung einer soliden Brücke, und da die Fundation von Pfeilern, wegen zu schlechtem Baugrunde, enorme Kosten veranlaßt hätte, so entschloß man sich zu dem Baue einer Kettenbrücke, welche in dem Nachfolgenden kurz beschrieben werden soll.

Die Kettenbrücke erhielt 2 massive Stützpfeiler auf beiden Ufern, jeden von 15·13 Mtr. Länge, 4·65 Mtr. Dicke und 6·54 Mtr. Höhe bis zur Fahrbahn. Ueber denselben erheben sich auf jeder Seite 2 Pilonen in einer Lichtweite von 5·82 Mtr. von einander, welche an ihrer Grundfläche 3·04 Mtr., und unter dem Hauptgesimse 2·52 Mtr. im Gevierte messen. Sie sind im Ganzen 7·129 Mtr. hoch und durch ein dorisches Hauptgesimse verziert. Hinter den Pilonen wurden Stützmauern aufgeführt, die den Fahrdamm begränzen, und zugleich die Bogen

zwischen sich fassen, durch welche die Spannketten der Brücke in die Tiefe gehen. Fig. 22, Taf. XXIX. Diese Bogen wurden aus 1·74 Mtr. hohen und eben so breiten Werkstücken ausgeführt, und stützen sich in einer Tiefe von 4 Mtr. unter der Fahrbahn auf Platten von Gußeisen von 1·455 Mtr. im Quadrat und 0·096 Mtr. Dicke, in deren Mitte sich eine Oeffnung befindet, durch welche die Wurzelkettenglieder geschoben und mittelst eines 1·16 Mtr. langen und 0·108 Mtr. dicken eisernen Bolzen befestigt sind. Zur Vermehrung der Belastung sind diese Kettenbogen nicht nur auf ihre ganze Breite bis zur Fahrbahn übermauert, sondern es wurden auch noch 1·45 Mtr. hohe und eben so breite Parapete darauf gesetzt, welche 2·9 Mtr. von den Pilonen abstehen und mit diesen durch eiserne Geländer verbunden sind.

Die von Holz construirte 8·7 Mtr. breite und 1·16 Mtr. über dem höchsten Wasserspiegel liegende Brückenbahn besteht aus 41 eichenen Unterzügen, welche durch schmiedeiserne Schienen verstärkt sind. Ueber diese Träger gehen 7 Streckbäume und darauf ruhen die 0·145 Mtr. starken Deckhölzer für die Fahrbahn. Die beiderseitigen Trottoirs liegen 0·14 Mtr. höher als die Fahrbahn, und sind aus 0·07 Mtr. starken Bohlen hergestellt.

Die Brückenbahn wird von 4 Ketten getragen, von welchen je 2 auf einer Seite vertikal übereinander hängen. Jede Kette besteht aus 4 Gliedern von 0·09 Mtr. Höhe und 0·018 Mtr. Dicke. Der Gesammtquerschnitt ist demnach 0·02592 □Mtr.

Die Spannweite der Ketten beträgt 64·26 Mtr., der Pfeil der Krümmung 4·31 Mtr. Auf den Pilonen gehen die Ketten über gußeiserne Lagerplatten, und setzen sich von hier unter einem Winkel von 38 Grad bis zu den Verankerungen fort.

Immer aus einem Kettenverbindungsgliede gehen 3 Hängeisen herab. Jedes Hängeisen hat 0·048 Mtr. Breite und 0·012 Mtr. Dicke. Die 3fachen Hängeisen tragen auf den, in Einschnitten an ihren untern Enden eingepaßten Sätteln wieder doppelte, 0·09 Mtr. starke Eisenschienen, welche mit der Brückenbahn gleich laufen, und den Unterzügen zur Auflage dienen.

Das ganze Gewicht des freihängenden Theils der Brückenbahn ist incl. der Ketten 2c. = 151312 Kil.; das Gewicht des sämmtlichen zu dem Bau verwendeten Schmiedeisens beträgt 62720 Kil.

Bei einer zufälligen Belastung durch ein Menschengedränge hätte die Brücke 3·5fache Sicherheit, indem auf einen □Millimeter des Kettenquerschnitts eine Spannung von 13 Kil. kommt und die absolute Festigkeit des Eisens 45 Kil. ist. Die Brücke kostete 58000 Gulden.

§. 130.

Die Franz-Karl-Kettenbrücke über den Murfluß in Gratz. *)

Die hohe Anschwellung der Mur im Juni 1827, welche für die Steiermark und ihre Hauptstadt von so verderblichen Folgen war, veranlaßte auch den Ein-

*) Förster's Bauzeitung, 1846.

sturz der alten gedeckten Murbrücke, welche bis dahin allen Stürmen der Zeit getrotzt hatte. Die Communication beider Stadttheile wurde durch eine Nothbrücke hergestellt, und erst im Jahr 1841 entschloß man sich zu dem Baue einer Kettenbrücke, welche in dem Nachfolgenden kurz beschrieben werden soll.

Die Brücke ist zwischen den Tragpfeilern 63·8 Mtr. lang; die 0·93 Mtr. über dem höchsten Wasserstand vom 8. Juni 1827 liegende Brückenbahn hat eine Breite von 14·5 Mtr., die Fahrbahn ist 6·2 Mtr., jeder der beiden Fußwege 1·896 Mtr. breit. Zu diesen findet der Zutritt in breiten, frei gelassenen Räumen außerhalb der Kettenpfeiler statt.

Das größtentheils aus Quadern ausgeführte 7·259 Mtr. hohe Grundmauerwerk ruht 0·63 Mtr. tief unter dem kleinsten Wasser auf Pfahlrosten, deren Pfähle 3·8 Mtr. tief eingerammt worden sind. Ueber ihm erheben sich zu jeder Seite 2 massiv aus Quadern im dorischen Styl aufgeführte freistehende Pfeiler von je 9·79 Mtr. Höhe, 2·84 Mtr. Breite und 9·79 Mtr. Länge, welche den 7·11 Mtr. über dem Niveau der Fahrbahn liegenden Tragketten zur festen Auflage dienen. Die Durchfahrt zwischen den Pfeilern ist 6·3 Mtr. weit. Genau in der Längenachse der 4 Pfeiler finden die, die Brückenbahn tragenden eisernen Ketten ihre Verbindung mit den verankerten Spannketten. Die Lagerung der Quaderschichten in dem Grundmauerwerk ist aus der Fig. 21, Taf. XXIX ersichtlich.

Die Befestigung der Enden aller Ketten, welche in einem Pfeiler aus zehn Gliedern bestehen, ist tief im Mauerwerk in eigenen, von außen zugängigen Kettenkammern angebracht.

Alle 10 Wurzelglieder befinden sich in einem 1·58 Mtr. langen und 0·157 Mtr. dicken Bolzen, welcher mit seinen Enden in gußeiserne Pfannen eingelagert ist. Durch eine doppelte Lage geschmiedeter Unterlagsschienen wird der Zug der Ketten möglichst vertheilt. Die Wurzelglieder der Ketten sind 1·26 Mtr. lang, 0·131 Mtr. breit und 0·0329 Mtr. dick, und fünf davon gehören einer einzelnen Kette an. Von der Wurzelgliederveranterung aus setzen sich die Ketten durch 4 Reihen Glieder von je 1·89 Mtr. Länge in einem gerade gespannten Zuge ohne Auflager fort, bis sie den Sockel des Tragpfeilers erreichen. Von hier an sind die Glieder nur noch 1·264 Mtr. lang und ruhen auf einem Quadranten von 3·79 Mtr. Halbmesser; die Reibungsflächen der Ketten sind mit gußeisernen Platten unterlegt, die in den Stein versenkt sind.

Jede der 4 Ketten, an welche die Brückenbahn aufgehängt ist, besteht aus 4 Gliedern von je 2·52 Mtr. Länge, 0·118 Mtr. Breite und 0·0329 Mtr. Dicke, deren jedes die Spannungsprobe von 67200 Kil. bestanden hat, ohne dadurch eine bleibende Veränderung erlitten zu haben. Jeder Bolzen faßt 8 Glieder und eine Lasche ein, welche letztere zur Befestigung der Hängstangen dient.

Damit in der Folge bei Auswechselung von Unterzügen eigene Rüstungen erspart werden können, sind an den Enden der Hängstangen nach der Länge der Bahn unter jeder der 4 Ketten eiserne Schienen eingezogen; unmittelbar auf diesen ruhen die 0·34 Mtr. hohen und 0·158 Mtr. dicken, aus Lerchenholz geschnittenen Brückenträger.

Die Fahrbahn ist mit 0·105 Mtr. starken Bohlen doppelt überlegt und durch die an den Enden angebrachten Spannbäume begränzt.

Das Gesammtgewicht der ganzen Brückenbahn ist 296800 Kil. Die Probebelastung geschah mit 168000 Kil. Gewicht.

§. 131.

Kettenbrücke über die Maas in Seraing.

Die Maas scheidet das großartige Maschinenetablissement der Gesellschaft J. Cockerill von dem sich auf dem linken Ufer dieses Flusses ausdehnenden Dorfe Jemeppe. Zur Erleichterung der Communication durch eine Kettenbrücke bildete sich eine Actiengesellschaft, welche die Bewilligung zum Baue dieser Brücke und deren Benützung für einen Zeitraum von 85½ Jahren im August 1841 erhielt. Der Grundstein wurde am 14. Juli 1842 gelegt und am 17. August 1843 wurde die Brücke eröffnet.

Die Brücke hat eine Oeffnung von 105 Mtr. von Mitte zu Mitte der Pilonen.

Die Brückenbahn hat eine Breite von 2·5 Mtr. und jeder Fußweg ist 1·25 Mtr. breit. Gegen die Mitte der Brücke hin steigt die Bahn um 0·75 Mtr. Die 4 Tragketten sind nach dem Brunel'schen System construirt und haben einen Gesammtquerschnitt von 40000 □Millimeter, indem jede Tragkette 4 Glieder von je 2.50.25 = 2500 □Millimeter Querschnitt hat. Der Pfeil des Bogens der Tragkette ist 7 Mtr. und das Gewicht der Brücke pro lf. Mtr. bei der größten Belastung beträgt 2010 Kil., nämlich 1010 Kil. Gewicht der Bahn, Ketten, Hängeisen und Geländer und 1000 Kil. zufällige Belastung. Die größte Spannung der Ketten beträgt somit:

$$T = \frac{ph}{2f}\sqrt{4f^2 + h^2} = \frac{2010.52\cdot5}{2.7}\sqrt{4.7^2 + 52\cdot5^2} = 418910 \text{ Kil.}$$

Es kommt somit auf einen Quadratmillimeter eine Last von circa 10 Kil.

Die Hängstangen, an welchen die hölzernen Unterzüge befestigt sind, haben einen Abstand von 1·5 Mtr. und werden mit 2 Kil. per □Millim. beansprucht. Die Spannketten sind im Widerlagsmauerwerk, welches durch ein Gewölbe von dem untern Theil der Pilone getrennt ist, in einer Entfernung von 1½ Mal der Pilonenhöhe verankert; die Spannung dieser Ketten beträgt demnach 475575 Kil., und da der Gesammtquerschnitt 47557 □Millimeter beträgt, so kommen auf 1 □Millimeter 10 Kil.

Die Pilonen sind von Gußeisen und stellen Säulen vor, die sich nach oben etwas verjüngen. Die äußere Hülle jeder Pilone ist der Höhe nach aus vier Stücken zusammengesetzt und steht mit einem gußeisernen Kern in inniger Verbindung, so daß sich der Druck der Ketten auf den Querschnitt der Hülle und des Kerns gleichmäßig vertheilt. Bei der größten Belastung kommt auf einen Quadratmillimeter dieser Querschnittsflächen ein Druck von 2½ Kilogr.

Damit die Pilonen keine seitliche Bewegung annehmen, sind die Tragketten über starke schmiedeiserne vertikale Pendel von 1·3 Mtr. Höhe geführt, welche

oben auf den Pilonen so verschraubt sind, daß sie sich frei bewegen können. Fig. 24, Taf. XXX.

Die Länge der Tragketten kann an 4 Punkten durch Keile regulirt werden; ebenso befinden sich an den untern Enden der Hängeisen Schrauben zum Verkürzen oder Verlängern derselben, um die Wirkung der Ausdehnung auf die Ketten und Hängstangen reguliren zu können.

Die Kosten der Brücke beliefen sich auf 401956 Francs. *)

§. 132.

Die Kettenbrücke zu Prag.

(Ausgeführt in den Jahren 1838—42.)

Diese über die Moldau führende Brücke, welche die sogenannte Altstadt mit der Kleinseite verbindet, hat eine Gesammtlänge von 1466·3 östr. Fuß oder 463·2 Mtr. Die lichte Entfernung der beiden zu verbindenden Ufer ist 416·1 Mtr.

Da diese Länge für eine einzige Kettenspannung mit Rücksicht auf die vorhandenen Geldmittel zu groß war, und überdieß eine Communication mit der als Unterhaltungsort des Publikums beliebten Schießinsel beabsichtigt wurde, so bot die Wahl eines Systems zweier kürzeren zusammenhängenden Kettenbrücken, welche einen gemeinschaftlichen Verankerungspunkt in der Mitte der Insel erhielten, nebst der bedeutend wohlfeilern Herstellung auch den Vortheil dar, daß in dem letzten Punkte eine bequeme doppelte Treppe angelegt werden konnte, um von der Brückenbahn zur Insel herab zu gelangen.

Es ergab sich folgende Längeneintheilung für die Brückenanlage:

Wie die Fig. 20, Taf. XXXII., zeigt, erhielt jede Brücke 2, somit beide Brücken 4 Stützpfeiler, je zwei 420 Fuß oder 132·7 Mtr. von Stützpunkt zu Stützpunkt, und 105 Fuß oder 33·18 Mtr. von den beiderseitigen Ufer-Auflagspunkten der Ketten entfernt. Damit aber jede Brücke unabhängig von der andern für sich bestehen könne, wurden die Ketten sowohl in den beiden Stadt-Ufern, als auch im gemeinschaftlichen Lastmauerwerke auf der Insel, jede für sich in den gehörigen Kettenkammern verankert. Das Verankerungsmauerwerk in der Altstadt erhielt eine Länge von . . . . 25·59 Mtr.

Zwischen der Uferbrustmauer und dem nächsten Stützpfeiler sind es	28·44	„
Die Stärke der Basis des Stützpfeilers ist	5·85	„
Zwischenweite von einem Pfeiler zum andern . . .	126·47	„
Stärke des Pfeilers in der Basis	5·84	„
Zwischenweite von diesem zum Insellastmauerwerk . .	28·71	„
Länge des Insellastmauerwerks	13·9	„
Zwischenweite von diesem zum dritten Pfeiler . . .	28·71	„
Stärke des dritten Pfeilers	5·84	„
Zwischenweite vom dritten zum vierten Pfeiler . . .	126·47	„
Stärke des vierten Pfeilers	5·84	„

*) Förster, Bauzeitung, 1848.

Entfernung vom vierten Pfeiler bis zu dem jenseitigen
Lastmauerwerk . . . . 36·03 Mtr.
Länge des letzteren . . . . 25·59 „

Die Breite der Brückenbahn beträgt 9 Mtr., davon kommen 6 auf die Fahrbahn und 3 auf die beiden Fußwege.

Die Brückenbahn wird von 8 Ketten, jede aus 6 Gliedern bestehend, getragen; es sind nämlich beiderseits 4 Ketten, 2 neben- und 2 übereinander angeordnet. Alle 8 Ketten aus 48 Gliedern zusammengesetzt, wovon jedes von Augmitte zu Augmitte 3·16 Mtr. lang, 0·1053 Mtr. breit und 0·01533 Mtr. dick ist und einen Querschnitt 0·00161 □Mtr. hat, machen zusammen einen Eisenquerschnitt von 0·0773 □Mtr. oder 77300 □Millimtr. Die beiderseits zu 2 nebeneinander hängenden Ketten haben einen Zwischenraum von 0·078 Mtr.; die Zwischenweite von der obern zur untern Kette mißt von Mitte zu Mitte der Kettenbolzen 0·41 Mtr.

Die statische Betrachtung der Brücke, wie solche von dem ausführenden Ingenieur, Hrn. Schnirch, gemacht wurde, beginnt mit der Berechnung der Tragketten von 132·7 Mtr. Spannweite.

Berechnung für die Tragketten.

Die Last per laufenden Meter der Bahn ꝛc. ist 1857 Kil. und sammt zufälliger Belastung 4253 Kil. Die Pfeilhöhe der Kettenkurve ist 9·828 Mtr., die halbe Spannweite 66·36 Mtr., folglich die größte Spannung an den Aufhängepunkten entweder nach der Formel

$$T = \frac{Q}{\operatorname{Cos}\alpha} = \frac{p\,h^2}{2\,f\operatorname{Cos}\alpha}$$

wo $\alpha = 16^0\ 30'$ ist,

oder nach der Formel

$$T = \frac{p\,h}{2f}\sqrt{4\,f^2 + h^2} = 990624 \text{ Kil.}$$

und für einen □Millimeter

$$= \frac{990624}{77300} = 12{\cdot}8 \text{ Kil.}$$

daher 3·5 fache Sicherheit.

Die Länge der Kette ist aus:

$$s = h\left\{1 + \frac{1}{6}\left(\frac{2f}{h}\right)^2 - \frac{1}{40}\left(\frac{2f}{h}\right)^4 + \frac{1}{112}\left(\frac{2f}{h}\right)^6 - \ldots\right\}$$

$$s = 67{\cdot}31 \text{ Mtr., also}$$

die ganze Kettenlänge

$$S = 134{\cdot}62 \text{ Mtr.}$$

Berechnung für die Spannketten.

Bei gewöhnlichen Kettenbrücken, wo die rückwärtigen Spannketten nur ihr eigenes Gewicht ohne zufällige Belastung tragen, ist es nicht nöthig, ihre Form zu berechnen, weil sie, durch die Last des Mittelbogens straff angezogen, sehr wenig

von der geraden Diagonalrichtung abweichen, folglich auch ihre Länge kaum um eine bemerkenswerthe Größe zunimmt; anders verhält es sich in dem vorliegenden Falle, wo sie nach ihrer ganzen Länge proportional mit dem Mittelbogen belastet werden; somit denselben, zur Gleichgewichtsherstellung für dieses System, schon bei der Projection die eigenthümliche Bogenform und eine bestimmte Länge gegeben werden muß.

Für den Zustand des Gleichgewichts dieses Brückensystems, und die bedingte Form der Hauptkette, in Verbindung mit den Spannketten, welche in den Stützpfeilern auf beweglichen Punkten aufruhen, muß man sich für die Form der letztern einen bestimmten Theil einer gespannten Kette, Taf. XXXII. Fig. 18, denken, welche von dem Stützpunkte im Pfeiler zu ihrem Scheitelpunkte, der unter dem Fahrbahnhorizonte sich befinden muß, in der Art herabläuft, daß sie auf eine horizontale Entfernung von 33·18 Mtr. = B d' und einem senkrechten Abstande von 11·21 Mtr. = d' a' = f', welcher Punkt als Auflagspunkt der Kette in dem Lastmauerwerk gegeben ist, diesen Punkt berühren muß.

Um die gekrümmte Form eines solchen Kettenbogens bestimmen und hieraus dessen genaue Länge berechnen zu können, muß man die halbe Spannweite einer solchen imaginären Kette = H und ihren Krümmungspfeil = F oder den senkrechten Abstand ihres Scheitelpunktes von der Sehne finden, woraus denn der Aufhängewinkel w und ihre Spannkraft, Länge und Form sich durch Rechnung ergibt.

Die halbe Sehne H einer unter obigen Bedingungen gespannten Kette findet man aus der Formel Anhang §. 21.

$$H = \frac{f' h^2}{2 f h'} + \frac{h'}{2}$$

h = 66·36 Mtr.; h' = 33·18 Mtr.; f = 9·828 Mtr. (Krümmungspfeil für den Mittelbogen.)

f' = 11·21 Mtr., daher

H = 92·32 Mtr.

Den Krümmungspfeil F für die imaginäre Kette findet man aus:

$$F = \frac{f' H^2}{2 H h' - h'^2}$$

F = 19·02 Mtr

Der Aufhängewinkel w ergibt sich aus

$$\text{tang } w = \frac{2F}{H}$$

$w = 22^0\ 24'$.

Die Spannung der Kette im Aufhängepunkt

$$T' = \frac{p H^2}{2 F \text{ Cos } w}$$

worin p = 4253 Kil.

T' = 1030568 Kil.

Um die Länge der Spannkette B a′ zu finden, muß

a) die Länge der halben Kette B a′a vom Stützpunkte bis zum imaginären Scheitel = L,
b) die Länge des imaginären Stückes der Kette von dem Auflagspunkte in der Fahrbahnebene bis zum imaginären Scheitelpunkt (wo der obige Auflagspunkt als Stützpunkt einer kürzeren gespannten Kette betrachtet werden muß) = l gefunden werden, wo dann die Differenz L — l die Länge λ der Spannkette bestimmt.

Die Länge der halben Kette B a′ a ist:

$$L = H \left\{1 + \frac{1}{6} (\text{tang } w)^2 - \frac{1}{40} (\text{tang } w)^4 + \frac{1}{112} (\text{tang } w)^6\right\}$$

$$L = 92{\cdot}32 \left\{1 + \frac{0{\cdot}1698}{6} - \frac{0{\cdot}0288}{40} + \frac{0{\cdot}0049}{112}\right\}$$

$$L = 94{\cdot}87 \text{ Mtr.}$$

Die Länge des imaginären Stücks ist

$$l = x + \frac{H^2}{2 F} \left\{\frac{1}{6} \cdot \left(\frac{2 F x}{H^2}\right)^3 - \frac{1}{40} \left(\frac{2 F x}{H^2}\right)^5 + \ldots\right\}$$

wo

$$x = H - h' = 92{\cdot}32 - 33{\cdot}18 = 59{\cdot}14 \text{ Mtr.},$$

also

$$l = 59{\cdot}82 \text{ Mtr.},$$

und endlich

$$\lambda = L - l = 94{\cdot}87 - 59{\cdot}82 = 35{\cdot}05 \text{ Mtr.}$$

In ähnlicher Weise geschieht die Berechnung für die Spannkette im Kleinseiter Ufer.

Berechnung für die Befestigungsketten.

a) In dem Uferlastmauerwerk.

Da die Spannketten in der geraden Diagonalrichtung von dem Stützpunkte im Pfeiler über den Auflagspunkt im Fahrbahnhorizonte zu der Verankerung im Wurzelpunkte fortlaufend angelegt wurden, so ergibt sich deren Abfallswinkel = φ aus

$$\text{tang } \varphi = \frac{f'}{h'} = \frac{11{\cdot}21}{33{\cdot}18}$$

$$\varphi = 18^0\ 41'.$$

Die Spannung derselben wird in der Richtung a b, Fig. 20, betragen:

$$R = \frac{Q}{\text{Cos } \varphi} = \frac{p\, h^2}{2 f \text{ Cos } \varphi}$$

$$= \frac{4253\ .\ 66{\cdot}36^2}{2\ .\ 9{\cdot}828\ .\ \text{Cos } 18^0\ 41} = 1007944 \text{ Kil.}$$

Diese diagonale Kraft kann in eine vertikale nach aufwärts strebende W und in eine horizontale Q zerlegt werden, wonach die Massen des Lastmauerwerks in den Ufern mit Rücksicht auf einen wenigstens dreifachen Sicherheitsüberschuß bestimmt wurden.

b) In dem Insellastmauerwerk.

Hier ist die Anordnung so getroffen, daß die Befestigungskette unter demselben Winkel von 18° 41′ von dem Auflagspunkt ε diagonal herabläuft und zwar bis zum ersten Auflagspunkte δ, von da nach einem Sechstel-Kreis über die andern zwei Auflagspunkte γ und β gekrümmt in die vertikale Richtung übergeht und zu dem Wurzelpunkte α gelangt. Durch die Krümmung der Kette über einen Sechstel-Kreisbogen wird ein Theil der Spannung derselben durch die stattfindende Reibung aufgehoben. Um die Größe der durch diese Reibung verminderten Spannung zu erfahren, muß man die berechnete Spannung R = 1007944 Kil. als eine Last ansehen und untersuchen, welche Kraft K mit Rücksicht auf die stattfindende Reibung der ersteren Last R das Gleichgewicht halten kann, wo dann die Differenz zwischen K und R die Größe der Reibung angeben wird.

Die Formel:

$$K \,.\, e^{2n\mu\pi} = R \text{ gibt } K = \frac{R}{e^{2n\mu\pi}}$$

$$e = 2{\cdot}7182$$

$$n = \frac{1}{6} = 0{\cdot}16;\ \mu = 0{\cdot}3;\ \pi = 3{\cdot}14.$$

Daher K = 745472 Kil.; es wird sich daher die Diagonalspannung R um 745472 Kil. vermindern, daher

$$R = 1007944 - 745472 = 262472 \text{ Kil.}$$

Da die Befestigungsketten beider Brücken sich in dem Lastmauerwerk durchkreuzen, und einen horizontal gegeneinander wirkenden Zug ausüben, so blieb demnach zu untersuchen, wie viel bei der größten Ungleichheit der Belastungen beider Brücken an diesem Zug aufgehoben wird, um darnach die Anordnung des Lastmauerwerks zu treffen.

Dieser größte Unterschied findet statt, wenn die eine Brücke größtmöglichst und die andere gar nicht belastet ist.

Bei der unbelasteten Brücke hat die Kette bloß ihr eigenes Gewicht und jenes der Brücke zu tragen, es ergibt sich das Belastungsgewicht für den laufenden Meter für die zufällige Belastung p′ = 2396, daher hat man

$$Q' = \frac{p'\,h^2}{2\,f} = \frac{2396 \,.\, 66{\cdot}36^2}{2 \,.\, 9{\cdot}828} = 539112 \text{ Kil.}$$

Der horizontale Zug der Spannkette bei der belasteten Kette ist nach dem Früheren

$$Q = \frac{4253 \,.\, 66{\cdot}36^2}{2 \,.\, 9{\cdot}828} = 954800 \text{ Kil.}$$

folglich ist die Differenz Q″

$$Q'' = 954800 - 539112 = 415688 \text{ Kil.}$$

welchem Zuge das Insellastmauerwerk zu widerstehen hat.

Das Insellastmauerwerk hat nach den vorhergehenden Rechnungen den vertikalen Zug K = 745472 Kil. aufwärts, und den horizontalen Zug Q″ = 415688 Kil. auszuhalten; da das Lastmauerwerk auf der Schießinsel 3016552 Kil. Gewicht hat, so zeigt sich für beide Züge ein bedeutender Sicherheitsüberschuß.

Wenn aber der äußerste Fall angenommen wird, daß beide Brücken größtmöglichst belastet werden, so hebt sich der beiderseits gleiche Horizontaldruck auf, dagegen wird der vertikale Zug nach aufwärts K' = 2 K = 1490944 Kil.

In diesem Falle aber üben die Spannketten in den Auflagspunkten eine Pressung auf das Lastmauerwerk, welche in jedem einzelnen Punkte dem Werth von W = 322873·6 Kil. gleich ist, daher hier 2 W = 645747·2, folglich die Differenz 2 K — 2 W = 845196·8 Kil. den Zug nach aufwärts ausweiset.

In diesem äußersten Falle ergibt sich durch obiges Mauerwerk ein Sicherheitsüberschuß, der 3016552 — 845196·8 = 2171355·2 Kil. beträgt.

Wenn ferner die Momente der Zugkraft Q mit jenem der Last des Mauerwerks verglichen werden, so zeigt sich, daß jede Brücke für sich selbstständig auch in dem Falle benützt werden könnte, wenn die eine oder andere durch einen Elementarfall zerstört werden würde. Das Stabilitätsmoment findet man, wenn man den Schwerpunkt des Lastmauerwerks in der Mitte desselben annimmt, und dessen Entfernung von der Umdrehungsachse, welche, da die ganze Länge des Lastmauerwerks 13·9 Mtr. beträgt = 6·95 Mtr. ist, als den Hebelsarm der Last, die 3016552 Kil. ausgerechnet wurde, betrachtet, und es ist das Moment der Last = 6·95 . 3016552 = 20965036·4, wogegen das Moment der Zugkraft durch das Produkt des horizontalen Zugs Q = 954800 Kil. mit der Höhe des Auflagpunktes über dem Erdhorizonte = 4·74 Mtr. erhalten wird, und bloß 4·74 . 954800 = 4525752 beträgt, somit das erstere um 16439284 größer als das letztere ist.

Pressung der Stützpfeiler in den Stützpunkten.

Der vertikale Druck, den die Hauptkette auf die Stützpunkte im Pfeiler ausübt, ist Q tang α = 954800 . tang $16^0\ 30'$ = 282822·4 Kil. Der horizontale Zug bleibt sich gleich oder Q = 954800 Kil.

Der vertikale Druck in der Richtung der Mittelkraft, welcher von der Haupt- und Spannkette herrührt, ist nach Anhang §. 14:

$$P = \frac{Q}{\text{Cos } w} \cdot 2 \sin \left(\frac{\alpha + w}{2}\right)$$

$$P = 684768 \text{ Kil.}$$

Nach angestellten Versuchen ist bekannt, daß die rückwirkende Festigkeit eines gewöhnlichen Granits von mittlerer Härte 420 Kil. per □Centimeter beträgt. Wird hievon der zehnte Theil angenommen, so gibt dieß 42 Kil. per □Centim. Nimmt man nun nur jene Fläche, welche die gußeiserne Unterlagsplatte des Lagerstuhls übergreift, in Rechnung, so beträgt diese Fläche bei 2·14 Mtr. Länge und 1·07 Mtr. Breite für beide Punkte 2 × 22950 □Centim. oder 45900 □Centim. die rückwirkende Festigkeit ist daher 1927800 Kil.; die größte Pressung [illegible] 768 Kil., somit zeigt sich ein Ueberschuß von 1243032 Kil.

[illegible]tärke für die Wurzel- und Verbindungsbolzen der Ketten.

[illegible]der Verankerungsbolzen in den Uferlastmauern sind auf den [illegible]007944 Kil. berechnet worden, und zwar, da es deren 4

sind, jeder einzelne auf den Zug von 251986 Kil. Dabei wurde die Länge des Bolzens doppelt so groß vorausgesetzt, als sie in der Wirklichkeit ist. Der Wurzelbolzen besteht aus 2 Halbcylindern von 0·156 Mtr. Durchmesser und 2 rechteckigen Riegeln von 0·156 Mtr. Breite und 0·078 Mtr. Dicke.

Die Verankerungsbolzen für die Endpunkte der Ketten in den Wurzelkammern auf der Schießinsel sind auf gleiche Art auf den schwächeren Zug $K =$ 745472 Kil., beziehungsweise jeder einzelne auf den Zug $\frac{1}{4} \cdot 745472 = 186368$ Kil. berechnet wurden. Die halbcylindrischen Bolzen erhielten 0·143 Mtr. Durchmesser und die zwei rechteckigen Riegel 0·117 Mtr. Breite und 0·058 Mtr. Dicke.

Die normalen Verbindungsbolzen der Tragketten wurden auf den Zug $T' =$ 1030568 Kil. berechnet, und da es 48 Glieder sind, so kommt auf ein Kettenglied: $\frac{1030568}{48} = 21470$ Kil.

Der Durchmesser wurde zu 0·06 Mtr. angenommen*).

Stärke der vertikalen Hängstangen.

Die Hängstangen sind 1·580 Mtr. von einander entfernt; 4 solche Hängstangen tragen einen Unterzug; da nun die Last per laufenden Mtr. 4253 Kil. beträgt, so kommen auf einen Unterzug 4253 . 1·58 = 6720 Kil., folglich auf eine Hängstange $\frac{1}{4} \cdot 6720 = 1680$ Kil.

Rechnet man 3400 Kil. per □Centim. absolute Festigkeit, so wird der nöthige Querschnitt bei zehnfacher Sicherheit 4·8 □Centim. Man nahm an den Gewinden 6·76 □Centim.

Berechnung der vertikalen Schwankung der Brücke.

Es wird der ungünstigste Fall der Belastung angenommen, nämlich wo die eine Endkette größtmöglichst belastet, dagegen die Mittelbahn und die andere Endbahn ganz unbelastet ist.

Gegeben und bereits berechnet sind die Größen

$h = 66{\cdot}36$ Mtr.
$h' = 33{\cdot}18$ „
$f = 9{\cdot}828$ „
$f' = 11{\cdot}21$ „
$H = 92{\cdot}32$ „
$F = 19{\cdot}02$ „

für das Verhältniß der größtmöglichst belasteten Kette, zu jener, welche bloß die Last der Brückenconstruction zu tragen hat, ist $P = 4253$ Kil., $p = 2396$ Kil., also $P : p = 1{\cdot}766 : 1$.

---

*) Den Durchmesser d in Zollen eines belasteten 1 Fuß langen Cylinders, welcher mit der Last W in Pfunden belastet wird, rechnet Schnirch nach der Formel

$$d = \frac{1}{10} (W \, . \, l)^{\frac{1}{3}}$$

Nach Anhang §. 21 Gl. (5) hat man

$$\delta = \frac{f' h'}{4(2H - h')} \left\{ \pm \sqrt{\frac{2 P^2 (4 h^3 + h'^3)}{8 p^2 h^3 + h'^3 (P^2 + p^2)}} - 1 \right\}$$

$\delta = 0{\cdot}454$ Mtr. gleich der Senkung der belasteten Endbahn.

Nach Gl. (6) ist die Steigung der Mittelkette

$$\delta' = f \left\{ 1 \mp \sqrt{\frac{2 p^2 (4 h^3 + h'^3)}{8 p^2 h^3 + h'^3 (P^2 + p^2)}} \right\}$$

$\delta' = 0{\cdot}196$ Mtr.

Nach Gl. (7) ist die Steigung der andern Endbahn

$$\delta'' = \frac{f' h'}{4(2H - h')} \left\{ 1 \mp \sqrt{\frac{2 p^2 (4 h^3 + h'^3)}{8 p^2 h^3 + h'^3 (P^2 + p^2)}} \right\}$$

$\delta'' = 0{\cdot}12$ Mtr.

Die Größe, um welche sich die Spannkette über den Stützpunkt herüberzieht, während sie sich um 0·454 Mtr. senkt, wird gefunden aus

$$l = \frac{4}{3h} (f^2 - f'''^2) + l' \text{ (Anh. §. 19, dritter Fall, Gl. (4), Fig. 18.)}$$

in diesem Falle ist $f''' = f - \delta'$

$$= 9{\cdot}828 - 0{\cdot}196 = 9{\cdot}632 \text{ Mtr., folglich}$$

$$l = \frac{4}{3 \,.\, 66{\cdot}36} (9{\cdot}828^2 - 9{\cdot}632^2) + l'$$

$$l = 0{\cdot}0729 + l'.$$

l' oder die Verlängerung der Mittelkette, welche leicht zu finden wäre, kann hier = 0 gesetzt werden, es ist daher

$$l = 0{\cdot}0729 \text{ Mtr.}$$

Das Kettenhängwerk der Brücke nebst der Einhängungsart.

Die Zusammensetzung der Ketten und die Dimensionen der einzelnen Kettenglieder wurden bereits früher angegeben, daher bleibt hier nur die Art der Einhängung der Ketten näher zu beschreiben.

Für die Einhängung der Ketten war ein festes Gerüst auf die Spannweite von 132 Mtr. zu kostspielig und zeitraubend, ein vollständiges Schiffsgerüst aber ganz unpracticabel, weil solches bei eingetretenem Hochwasser, wo die Moldau 3 — 4·5 Mtr. Geschwindigkeit erlangt, der steten Gefahr des Hinwegreißens ausgesetzt gewesen wäre.

Jede einzelne der 8 Ketten wiegt 11085·2 Kilogr.

Weil die localen Umstände keine andere Methode des Einhängens, als den Zug der construirten Kette von einem Pfeiler zum andern erlaubten, und dieses Gewicht der Ketten in dem letzten Momente, wo die gezogene Kette ihre normale Form erlangen würde, über 20720 Kilog. Zugkraft erforderte, und endlich die Beschwerlichkeit der Rectificirung der 8 Ketten unter einander vorausgesehen wurde, so blieb selbst diese Einhängungsmethode sehr schwierig, und es mußte auf Mittel

gedacht werden, um diesen Zug möglichst zu erleichtern. Es wurden daher aus den vorhandenen schon probirten Kettengliedern 4 leichte Nothketten, bloß aus 2 Gliedern bestehend, zusammengesetzt, aufgezogen, und daran ein leichtes Constructionsgerüst gehängt, auf welchem man dann die eigentliche Construction der schweren Ketten vornehmen konnte. Die Nothketten bildeten 2 obere äußere und 2 untere innere Ketten. Fig. 20, A.

Auf dem fertigen Einhängungsgerüste wurden dann die Nachbarketten, nämlich die 2 untern und die 2 obern Ketten construirt und in die normale Form gebracht, und zwar mittelst der nächst den Stützpfeilern angeordneten rectificirenden Vergliederung mit länglichen Bolzenlöchern, wo die Verbindung mittelst zweier Halbcylinder, zwischen welche mehrere Keile eingetrieben waren, die durch Vor- oder Zurückschlagen die Kette kürzer oder länger stellten, geschah.

Auf die rectificirten Ketten wurde dann das Einhängungsgerüst von den Nothketten übertragen, letztere auseinander genommen, und auf dieselbe Art, wie schon oben angegeben, zu einer Tragkette mit 6 Gliedern wieder zusammengemacht.

Nachdem alle 8 Ketten möglichst normal gestellt worden sind, wurden alle Tragstangen an die Tragketten aufgehängt und das Einhängungsgerüst abgenommen. Nun wurden an die herabhängenden Hängstangen die auf Schiffen zur Einhängung bereit gehaltenen Unterzüge, von beiden Stützpfeilern ausgehend, gegen die Mitte zu aufgezogen und mit den Tragstangen verbunden.

An die bereits hängenden Tramen wurde ein Steg von 2 Balken Breite vorwärts geschoben, auf welchem zu beiden Seiten ein Arbeiter die Verbindung derselben mit den Tragstangen zu besorgen hatte. Waren alle Tramen befestigt, so schritt man an das Auflegen der Bedielung.

Der Aufzug der Ketten geschah auf folgende Weise:

Die Seitenöffnungen wurden mit einem stehenden Gerüste versehen, und die Stützpfeiler mit einem mit letzterem verbundenen Gerüste umgeben. Die Spannketten wurden über die Stützpfeiler fortgesetzt und jenseits des Pfeilers, bis zum Wasserspiegel herabhängend, auf Flößen, die mit Ankern festgehalten wurden, so weit ihre Länge reichte, zum Aufzuge vorgerichtet.

Hierauf wurde ein hohes Schiffsgerüst (Fig. 20, Taf. XXXII.) in der Mitte zwischen die Stützpfeiler gestellt und mit Schiffsankern an langen Tauen befestigt. Auf dem obersten Theile des Schiffsgerüstes befanden sich 6 Zugmaschinen, welche gleichzeitig in Bewegung gesetzt wurden. In der mittlern Etage des Schiffsgerüstes befanden sich nämlich die mittleren sechs Vergliederungen der obern und 5 Vergliederungen der untern Kette, welche, auf hohen Böcken aufgelegt, zur beiderseitigen Zusammenfügung mit der zu ziehenden Kette in Bereitschaft gesetzt wurden. Nachdem nun die Taue von den Winden nach beiden Seiten hin mit den Enden der zu ziehenden Ketten bei der zweiten Vergliederung verbunden waren, setzte man sämmtliche Winden in Bewegung und zog die Kettenenden so weit in die Höhe, daß sie mit den auf dem Gerüst liegenden Kettengliedern vereinigt werden konnten. Waren die stromaufwärts befindlichen Ketten aufgezogen, so mußte, da sie innerhalb des Gerüstes sich befanden, das Schiffsgerüst so vor-

gerichtet sein, daß eine Balkenwand umgelegt und dasselbe stromabwärts gelassen werden konnte.

Die Baukosten der Brücke beliefen sich auf 333133 Gulden oder nahe 655000 Franks.*)

§. 133.

Die Kettenbrücke über die Donau zu Pesth.**)

Diese in den Jahren 1839 — 1845 durch den englischen Ingenieur T. Clark für die Summe von 4600000 Gulden erbaute Brücke ist auf den Taf. XXVII. und XXVIII. in den verschiedenen Ansichten und Details dargestellt.

Taf. XXVII. Fig. 1 zeigt die halbe Ansicht der Brücke.
„ 2 den halben Grundriß.
„ 3 den obern Theil eines Pfeilers im Längenschnitt und in der Ansicht.
„ 4 den obern Theil des Pfeilers im Querschnitt zunächst den Lagerstühlen.
„ 5 die Seitenansicht des Pfeilers.
„ 6 und 7, Theil einer Kette in Ansicht und Grundriß.
„ 8 gußeiserner Lagerstuhl in der Ansicht.
„ 9 derselbe im Querschnitt.
„ 10 Wurzelglieder.
„ 11 Ansicht eines Kettengliedes.

Taf. XXVIII. Fig. 1 Längenschnitt durch das Verankerungsmauerwerk.
„ 2 Querschnitt desselben.
„ 3 Ansicht desselben.
„ 4 Hälfte des Querschnittes der Brückenbahn.
„ 5 Grundriß eines Unterzugs.
„ 6 Längenschnitt eines Theils des innern Geländers.
„ 7 Ansicht eines Theils des innern Geländers.
„ 8 Schnitte durch die gußeisernen Pfosten des innern Geländers.
„ 9 Ansicht und Schnitt eines Theils des äußern Geländers.
„ 10 Schnitt durch einen Pfosten des äußern Geländers.

Die Brücke hat eine Mittelbahn von 666 engl. Fuß Länge von Mitte zu Mitte der Pfeiler, und 2 Seitenbahnen, jede von 298′ Länge. Die Steigung der Brückenbahn beträgt im Ganzen von den Auflagerungen an den Widerlagern bis in die Mitte 12 Fuß.

Der Pfeil der Krümmung für die Mittelketten ist 47·58′; der Pfeil der Krümmung für die Seitenketten oder vielmehr der Abstand der Auflagerungspunkte von der Sehne 60 Fuß.

---

*) Beschreibung der Prager Kettenbrücke von Schnirch. Prag, 1842.

**) An account of the Suspension Bridge acrop the River Danube by W. T. Clark. London, 1853.

Die Breite der Brückenbahn ist 24 Fuß 3 Zoll, die lichte Breite der Fußwege 6 Fuß.

Die Brückenbahn wird von 4 Ketten getragen, wovon sich je 2 auf einer Seite befinden und so übereinander aufgehängt sind, daß ihr lichter Abstand 1 Fuß beträgt.

Die einzelnen Kettenglieder jeder Kette sind alle 12 Fuß lang von Oehrmitte zu Oehrmitte; ihr Querschnitt ist ein Rechteck von 10·25 Zoll Höhe und einer Breite, welche zwischen 1·028 und 1·25 Zoll wechselt. Es befinden sich nämlich abwechselnd einmal 10 Glieder und dann wieder 11 Glieder nebeneinander, deren Köpfe übereinander greifen und mit einem Bolzen von $4^1/_2$″ Stärke vereinigt sind.

Die Wurzelglieder einer Kette, deren 10 dicht neben einander sind, haben 24′ Länge, 10·25″ Breite und 1·13″ Dicke, an den Wurzelenden ist die Dicke auf eine Länge von 2′ 8″ = 2·15 Zoll; die darauf folgenden Kettenglieder, 11 an der Zahl, sind wie alle folgenden Glieder 12 Fuß lang und haben einen Querschnitt von 10·25 auf 1·028 Zoll; die folgenden 10 Kettenglieder haben Querschnitte von 10·25 auf 1·13 Zoll. Diese Dimensionen der Kettenglieder bleiben die gleichen bis an die Auflagerungspunkte des Verankerungsmauerwerks, von hier an aber werden die einzelnen Glieder allmälig etwas stärker bis an die Pilonenauflagerungen, woselbst sie bei der Breite des Querschnitts von 10·25″ eine Stärke von 1·122 und 1·25 Zoll haben, je nachdem 11 oder 10 Glieder neben einander liegen. Jenseits der Pilonen gehen diese stärkern Glieder wieder allmälig gegen den Scheitel des Mittelbogens hin in die schwächeren über; die stärkeren haben aber einen Querschnitt von 10·25 auf 1·25 und 10·25 auf 1·125 Zoll, je nachdem 10 oder 11 Glieder neben einander sind, und die schwächeren im Scheitel des Mittelbogens einen Querschnitt von 10·25 auf 1·186 und 10·25 auf 1·8 Zoll. Zunächst den Pilonen haben demnach die Mittelketten einen Gesammtquerschnitt von 507·32 □Zoll; im Scheitel hingegen ist die Querschnittsfläche nur 486·24 □Zoll.

Der Aufhängewinkel für die Mittelketten ist 15° 57′, für die Seitenketten 22° 50′.

Die Hängestangen, deren immer 2 an einem Bolzen hängen, haben einen Querschnitt von 1·5 Zoll Breite und 0·5 Zoll Stärke.

Die gußeisernen Verankerungsplatten in den Wurzelkammern haben eine Länge von 17′ 3″, eine Breite von 5′ und sind mit 3′ 5″ hohen Nerven verstärkt; zwischen je 2 solchen Platten gehen die Wurzelglieder der beiden auf der gleichen Seite liegenden Ketten hindurch, und sind durch 1′ 6″ hohe und 6″ breite schmiedeiserne Riesenbolzen gehalten.

Bei dem Austritte der Ketten aus dem Verankerungsmauerwerke ruhen dieselben auf 7 schmiedeisernen Walzen von 5″ Durchmesser, welche auf einer gußeisernen Lagerplatte liegen.

Auf den Pilonen sitzen ebenfalls starke gußeiserne Lagerstühle mit schmiedeisernen Walzen von 10″ Durchmesser, auf welchen die schwach gebogenen Kettenglieder aufliegen und bei zufälligen Ueberlastungen einer Seitenbahn oder der Mittelbahn etwas hin und her gleiten können.

Die beiden Tragketten auf jeder Seite der Brückenbahn sind in der Art übereinander aufgehängt, daß die Vereinigungsbolzen der obern Kette über die Mittelpunkte der untern Kettenglieder fallen; es ist somit die Entfernung der Hängestangen, beziehungsweise der Unterzüge, gleich 6 Fuß.

Die Unterzüge selbst sind aus Gußeisen und haben eine Gesammtlänge von 47 Fuß. Ihre Höhe ist 1′ 9″ und ihre Stärke 1 Zoll.

Die Fahrbahn besteht aus einer 5″ starken Lage von Bohlen, auf welcher ein Holzpflaster von 7½″ Höhe ruht. Alles Holz der Fahrbahn ist Lerchen. Die Bedielung der Fußwege hat nur eine Stärke von 4″ und besteht aus Kiefernholz.

Sowohl die Fahrbahn, wie die Fußwege sind durch Geländer begränzt, welche durch ihre eigenthümliche sehr sinnreiche Construction der Brückenbahn eine außerordentliche Steifigkeit geben, und dabei doch so viel Nachgiebigkeit besitzen, als bei einer Hängbrücke für den Fall erforderlich ist, wenn eine größere Last sich über die Brücke bewegt oder wenn eine oder die andere der Bahnen durch ein Menschengedränge überlastet wird.

Eine nähere Beschreibung der Construction wird durch die ausführlichen Zeichnungen entbehrlich gemacht.

Die Steifigkeit der Bahn wird aber auch noch wesentlich vergrößert durch 3 unter den Unterzügen fortlaufende Streckhölzer, welche jedesmal da, wo sie einen Unterzug kreuzen, mit demselben verbolzt sind.

Zur Verhütung diagonaler Verschiebungen der Unterzüge sind unterhalb der Bahn starke Ketten angebracht, welche nach Art der Windstreben diagonal von ihren Befestigungspunkten gegen die Mitte hinlaufen und daselbst in ein gemeinschaftliches Mittelkettenglied eingehängt sind.

Die Mittelpfeiler oder Pilonen der Brücke sind auf Béton gegründet, welcher mit einer soliden Spundwand umgeben ist. Zur Abhaltung des Wassers hatte man 42 Fuß hohe Fangdämme errichtet. Die Fangdammpfähle der dreifachen Pfahlreihen mußten 20 bis 22′ tief in den Kies eingeschlagen werden, um mit den Spitzen noch 4 bis 5′ tief in den festen blauen Thonboden einzubringen, auf welchen man den Béton legte. Die geringe Stärke der Fangdämme, welche nur 10′ betrug, erforderte eine äußerst solide Verspannung der Fangdammwände gegen einander, zu welchem Behufe in Abständen von 14 zu 14 Fuß abermals Pfähle in die Baugrube eingerammt und miteinander durch horizontal liegende Riegel und Andreaskreuze verbunden wurden.

Die Höhe der Pfeiler von der Bétonlage bis zur Brückenbahn ist 77 Fuß; von hier an sind die Pilonen noch 75½ Fuß hoch, es ist somit die ganze Höhe eines Mittelpfeilers 152½ Fuß. Die Basis des Pfeilers ist 124 Fuß lang und 55 Fuß breit. In der Höhe der Bahnoberfläche hat der horizontale Schnitt eines Pfeilers 60′ Länge und 30′ Breite. Nach oben hin werden die Dimensionen noch kleiner und sind zuletzt 53 auf 23 Fuß. Die untern Theile der Pfeiler bestehen theilweise aus Quader-, theilweise aus rauhem Mauerwerke; ersteres wurde zur Verkleidung und zur Aufführung von 4 Pfeilern verwendet, auf welchen hauptsächlich das Quadergemäuer der Pilonen ruht, und durch welche

der Druck der Ketten bis auf die Fundamentlagen herabgeführt wird. Das Verankerungsmauerwerk, welches eine Länge von 140 Fuß bei einer Höhe von 48 Fuß und einer mittlern Breite von 52 Fuß hat, ruht ebenfalls auf einer Bétonlage, jedoch ist diese nicht horizontal, sondern nach einer gegen die Verankerungspunkte geneigten Fläche abgeglichen, damit eine Verschiebung des ganzen Massivs um so weniger Statt haben kann.

Behufs der Aufhängung der Ketten wurde über den ganzen Fluß eine Schiffbrücke geschlagen und an den Mittelpfeilern eine kurze Balkenrüstung aufgestellt, deren Zweck war, die Anfangsglieder der Tragketten darauf zusammenzusetzen. Die Verankerungsketten wurden auf einfache Weise in ihre geneigten Schächte herabgelassen und ragten mit ihren freien Enden etwas aus dem Widerlager heraus.

Bei der Aufhängung einer Seitenkette verfuhr man nun in der Art, daß man die Kette selbst auf der Schiffbrücke aus ihren einzelnen Gliedern zusammensetzte und mit dem von dem Pfeilergerüst herabhängenden Theil der betreffenden Kette vereinigte. War dieß geschehen, so faßte man das auf der Brücke liegende Ende der Kette, zog es mit Hülfe starker Flaschenzüge, die mit einer hinter dem Widerlager stehenden Dampfmaschine von 25 Pferdekräften in Verbindung standen, gegen die erwähnten Enden der Verankerungsketten heran, und bewerkstelligte nun die Verbindung durch die Einsetzung des Bolzens.

Waren einmal die Seitenketten, welche einer und derselben Mittelkette angehörten, aufgezogen, so schritt man an die Aufhängung der Mittelkette, wobei man wieder in ähnlicher Weise, wie früher bei der Aufhängung der Seitenketten, verfuhr, indem man die ganze Kette auf der Schiffbrücke zusammensetzte und ihr eines Ende mit dem von einem Mittelpfeiler herabhängenden Theil derselben vereinigte, sodann die Dampfmaschine auf dem Fangdamme des andern Mittelpfeilers aufstellte, und wieder mit Hülfe starker Flaschenzüge das freie Ende der auf der Brücke liegenden Mittelkette faßte und so weit in die Höhe zog, daß eine Vereinigung mit dem bereits über dem Pfeilersattel liegenden Kettengliede möglich war.

Bei dem Aufhängen der Seitenketten war es natürlich erforderlich, die auf dem Pfeiler aufliegenden Kettentheile so lange an die Gerüstpfähle zu verankern, bis die Aufhängung der Mittelkette vollzogen war, und sich der horizontale Zug an den Aufhängepunkten ausgleichen konnte.

Zur Ermittlung der Sicherheit, mit welcher die Mittelketten die größtmöglichste Last tragen können, stellen wir folgende Rechnung an:

Die Spannung der Ketten an den Aufhängepunkten ist:

$$T = \frac{Q}{\cos\alpha} = \frac{p h^2}{2 f \cos\alpha}.$$

p bedeutet das Gewicht der Brückenbahn, sammt Unterzügen, Ketten, Hängestangen, und der zufälligen Belastung durch ein Menschengedränge für den laufenden Fuß und ist 4·416 Ton.

h = 333 Fuß.

f = 47·58 Fuß.

$$\text{Cos } \alpha = \text{Cos } 15^0\ 57 = 0{\cdot}9615, \text{ also}$$
$$T = 5352 \text{ Ton.}$$

Der Kettenquerschnitt ist 507·32 □", daher kommen auf einen □" 10·5 Ton. oder 23520 Pfund; dieß ist gleich mit 16·5 Kil. für einen □Millimeter. Nimmt man nun die absolute Festigkeit des Barreneisens zu 45 Kilogr. per □Millimeter an, so hat man für den ungünstigsten Belastungsfall $\frac{45}{16{\cdot}5}$ = 2·7fache Sicherheit.

§. 134.

Folgende Zusammenstellung gibt die Hauptdimensionen mehrerer Ketten-Brücken:

Bezeichnung der Brücken.	Entfernung der Auflager v. Mitte zu Mitte.	Pfeil.	Verhältniß zwischen Pfeil und Spannweite.	Anzahl der Tragketten.	Anzahl der Glieder einer Kette.	Entfernung der Hängstangen.	Anzahl der Ketten übereinander.	der Kettenglieder. Länge von Augmitte zu Augmitte	Breite	Stärke	Gesammtkettenquerschnitt.	Gesammtbreite der Bahn.	Sicherheit bei der größten Belastung, wenn die absolute Festigkeit zu 45 Kil. pr. □Millim. angen. wird.	Bemerkungen.
	Mtr.	Mtr.				Mtr.		Mtr.	Mtr.	Mtr.	□Mllm.	Mtr.		
Insel Bourbon . .	40·2	7·4	—	3	2	1·416	—	1·416	0·035	rund doppelt.	11529	5·9	—	Brunel'sche Ketten.
Bamberg	64·26	4·31	1/14·9	4	4	1·24	2	2·48	0·09	0·018	25920	8·7	3·5	
Grätz	63·8	6·47	1/9·8	4	4	1·25	—	2·52	0·118	0·032	60320	14·5	4·4	
Ueb. d. Elbe bei Podiebrad	99·8	7·39	1/13·5	4	8	1·58	2	3·16	0·092	0·015	44160	7·5	2·8	
Prag	132·7	9·828	1/13·5	8	6	1·58	2	3·16	0·105	0·015	77300	9·0	3·51	Die Kettenglieder haben einen rechteckigen Querschnitt.
Pesth	202·4	14·41	1/14	4	10 u. 11	1·80	2	3·64	0·260	{0·026 0·031	327208	14·0	2·7	
Hammersmith . . .	121·8	8·96	1/13·6	8	{4 à 6 4 à 3	1·34	2	2·68	0·127	0·0254	116100	9·0	—	
Menai	176·6	13·07	1/13·5	16	5	1·50	4	3·00	0·092	0·0254	167700	8·51	3	
Tweed	131·7	8·0	1/15·2	6	2	1·51	3	4·55	0·051	rund einfach.	24504	5·49	—	
Seraing in Belgien .	105·0	7·0	1/15	4	4	1·5	2	3·08	0·100	0·025	40000	4·00	4·5	Brunel'sche Ketten.

§. 135.

Verschiedenheiten in der Construction der Kettenbrücken.

a) Bezüglich der allgemeinen Anordnung.

Die einfachste Anordnung, welche man einer Kettenbrücke geben kann, ist die durch Fig. 22, Taf. XXXII., dargestellt, wobei die Ketten von einer Verankerung zur andern über 2 Uferstützpfeiler gehen. Diese Anordnung hat immer den Vortheil, daß außer den vertikalen wellenförmigen Schwankungen, welche durch eine fortschreitende, immer nur auf einen Punkt wirkende Belastung entstehen, und den horizontalen oder Seitenschwankungen, die bei jeder Kettenbrücke eintreten, und allein vom Sturmwinde oder von sehr unruhiger auf einer Seite der Bahn stattfindender Belastung herrühren, und die beide sehr klein sind, keine eigentliche Schwankungen vorkommen, d. h. kein Auf- und Niedergehen der Bahn in Folge ungleicher Belastung eintritt; allein sie hat auch wieder ihre Gränze in der Größe der Spannung, wegen zu großer Vermehrung des Eisenquerschnitts, oder wegen übermäßiger Höhe der Uferstützpfeiler und der Kostspieligkeit der Verankerungen, man ist daher bei sehr großen Flußbreiten genöthigt, eine zusammengesetzte Kettenbrücke mit 2 oder mehreren ganzen oder halben Kettenbogen zu construiren.

Die Anordnung Fig. 7 mit 2 ganzen Kettenbogen kann nicht immer Anwendung finden, weil ein Mittelpfeiler nöthig ist; dazu kommt noch der weitere nachtheilige Umstand, daß, da die Ketten auf diesem Mittelpfeiler nicht befestigt werden dürfen, bei ungleichen Belastungen beider Bahnen ein Herüberziehen der Ketten von einer Seite zur andern stattfindet, folglich die überlastete Bahn eine sehr erhebliche Senkung, die weniger belastete Bahn eine entsprechende Steigung annimmt. (Anhang §. 18.)

Das Gleiche ist nun auch bei Kettenbrücken mit 3 oder mehreren ganzen Kettenbogen der Fall, weßhalb sie nur selten in Ausführung gebracht werden dürften.

Weit mehr kommt die folgende Anordnung vor, wobei die Brücke einen Mittelbogen und 2 halbe Seitenbogen erhält, deren Scheitelpunkte mit jenem des Mittelbogens in gleichem Horizonte liegen, Fig. 8. Für diesen Fall sind die Hebungen und Senkungen der Bahnen bei ungleichen Belastungen derselben nicht so erheblich, wie bei der vorhergehenden Anordnung, und die Pfeiler kommen bei einem regelmäßigen Strome nicht in die Stromrinne oder die Schifffahrtsstraße zu liegen. (Anhang §. 19.)

Noch geringer sind die vertikalen Schwankungen der Mittelbahn bei der Anordnung Fig. 11, wobei die Brücke einen Mittelbogen und 2 Seitenbogen erhält, diese letztern aber nicht in ihren Scheitelpunkten in das Ufermauerwerk befestigt sind, sondern kleinere Theile als die Hälfte des Mittelbogens bilden. (Anhang §. 20.) Sowohl die Mannheimer wie die Pesther Kettenbrücke haben diese Anordnung.

Eine weitere sehr zweckmäßige Anordnung ist die, welche auch die Hammersmithbrücke hat, wobei die Brücke einen ganzen Mittelbogen und 2 Seitenbogen

erhält, diese letztern aber weder mit ihren Scheitel= noch Befestigungspunkten in gleichem Horizonte mit der Mittelkette liegen, sondern sich vielmehr unter die Bahn verlaufen, und in beliebiger Tiefe mit dem Ufermauerwerk verbunden werden. (Fig. 18 und Anhang §. 21.)

Die Anordnung Fig. 23, wobei wieder ein Mittelpfeiler vorkommt, wird nur selten Anwendung finden können; sie gewährt übrigens die Vortheile, daß die Verankerungen weniger Raum einnehmen, und auch die Schwankungen geringer sind, wie bei der Anordnung Fig. 7.

Die Anordnung Fig. 20, welche Ingenieur Schnirch bei der Prager Kettenbrücke wählte, wobei die ganze Brücke aus 2 für sich bestehenden einfachen Kettenbrücken zusammengesetzt ist, hat für bestimmte Localverhältnisse die wesentlichen Vortheile, daß jeder Theil ohne Beeinträchtigung für das Ganze abgebrochen werden kann, was vielleicht in Kriegszeiten von Wichtigkeit wäre; sodann, daß die größtmöglichste Belastung der einen Mittelbahn gar keinen Einfluß auf die andere gleichzeitig unbelastete Mittelbahn ausübt, und daß dieser Einfluß auf die Seitenbahnen jedenfalls geringer ist, wie bei einer Brücke mit mehreren ganzen Bogen.

Noch die weitere Anordnung ist hier zu erwähnen, wobei die Ketten, wie Fig. 24, unterhalb der Brückenbahn liegen, also statt der Hängestangen, vertikale Stützen angebracht sind. Diese Anordnung wird nur in den Fällen gewählt werden können, wo die Localverhältnisse die Aufstellung von Uferstützpfeilern nicht gestatten und bei einer für die Gründung der Pfeiler günstigen Beschaffenheit des Flußbetts der Raum zwischen dem Hochwasser und der Fahrbahn ziemlich bedeutend ist, wie dieß auch bei der in Genf erbauten Kettenbrücke der Art der Fall zu sein scheint.

b) Bezüglich der Kettenquerschnitte.

Die Ketten der Kettenbrücken sind auf verschiedene Arten construirt, und die einzelnen Kettenglieder verschieden geformt worden. Im Allgemeinen hat man zweierlei Anordnungen gewählt, indem man entweder die einzelnen Ketten neben= oder übereinander aufhing. Die erstere Anordnung hat die Nachtheile: daß erstens die Ketten mehr Raum von der Brückenbahn wegnehmen oder längere Unterzüge erfordern, und zweitens, daß, wenn sie nicht eine vollkommen gleiche Krümmung haben, der Zug von den Aufhängestangen nicht auf sämmtliche Ketten übertragen wird. Bei allen Kettenbrücken neuerer Zeit pflegte man daher die letztere Anordnung zu wählen.

Die einzelnen Kettenglieder erhalten in der Regel eine Länge von 3 bis 3·6 Mtr. Ihr Querschnitt ist entweder quadratisch, rund oder rechteckig.

Die Erfahrung, daß durch wiederholtes fleißiges Hämmern des glühenden Eisens die Festigkeit desselben vermehrt werde, gab Veranlassung, daß man die runden und rechteckigen Querschnitte den quadratischen vorzog. Die Wahl zwischen den erstern kann aber nicht zweifelhaft sein, wenn man bedenkt, daß die rechteckigen Stäbe weniger Arbeit erfordern, wie die runden, und auch die Schweißung der Köpfe bei den erstern weit sicherer wie bei den letztern ist.

Nur Ingenieur Brunel ist von der einfachen rechteckigen Querschnittsform abgegangen und gab seinen Kettengliedern eine länglich ringförmige Gestalt, wo also in jedem Querschnitte entweder 2 Kreise oder 2 Rechtecke erscheinen; wenn vielleicht auch die Schweißung der Köpfe bei diesen Gliedern sicherer ist, wie bei den einfachen rechteckigen Stäben, so sind doch letztere jedenfalls leichter anzufertigen und verursachen daher weniger Kosten.

Auch die Verbindung der einzelnen Glieder wurde in verschiedener Weise bewerkstelligt, indem man einmal zwischen je 2 Glieder noch besondere Verbindungsplatten brachte und also 2 Bolzen anwendete, oder indem man nur die Köpfe der Glieder übereinander greifen ließ, und einen Bolzen durchsteckte. Die letztere Verbindungsweise ist wegen ihrer größern Einfachheit und Sicherheit die bessere, und wurde deßhalb auch bei den neuesten Kettenbrücken von Bedeutung mit Recht in Anwendung gebracht. Man sehe Fig. 6, Taf. XXVII.

c) Bezüglich der Auflagerungen auf den Pfeilern.

Die Ketten liegen, da wo sie über die Pfeiler gehen, entweder auf gußeisernen Unterlagsplatten oder auf einer größeren Anzahl abgedrehter Rollen, oder auf einem Sattel, welcher auf Rollen ruht, oder sie sind an einem stehenden oder hängenden Pendel befestigt.

Die Auflagerung der Ketten auf gußeisernen Platten kann nur dann stattfinden, wenn die Ketten direct aus dem Verankerungsmauerwerke über die Pfeiler gehen, wo also der Einfluß der Spannkettenbeugung auf die Auflagerung der Ketten nahezu verschwindet; oder auch wenn die Verankerungskette bei dem Austritte aus dem Lastmauerwerke in die Tragkette übergeht, wie dieß z. B. bei der Kettenbrücke zu Grätz der Fall ist.

Bei allen Mittelpfeilern kann die Auflagerung auf gußeiserne Platten nicht mehr Anwendung finden, indem wegen zu großer Reibung bei ungleichen Lasten ein Hin- und Herreißen der Pilonen und folglich eine Zerstörung des Mauerwerks zu befürchten stünde. Hier pflegt man die Ketten über Rollen von Eisen gehen zu lassen. Diese Rollen haben 0·3 bis 0·36 Mtr. Durchmesser und sind entweder ganz von Schmiedeisen, oder, wie bei der Hammersmithbrücke, von Gußeisen mit schmiedeisernen Zapfen. Die gußeisernen mit metallenen Lagern versehenen Träger, in welchen diese Rollen oder Zapfen liegen, müssen auf starken Quadern eingelassen und gut mit dem Mauerwerke verankert sein. Fig. 8, Taf. XXVII.

Schnirch wählte bei der Prager Kettenbrücke die Auflagerung Fig. 23, Taf. XXX.

Derartige Auflagerungen sind aber nur bei massiven steinernen Pfeilern möglich und können daher bei leichten gußeisernen Pilonen nicht in Anwendung kommen. Hier pflegt man entweder, wie bei der Kettenbrücke zu Seraing, einen eisernen Pendel aufzustellen, Fig. 24, oder man wählt die Brunel'sche Construction mit dem hängenden Pendel. Fig. 25, Taf. XXX.

d) Bezüglich der Verankerungen.

Die Art der Verankerung richtet sich hauptsächlich nach localen Verhältnissen, insbesondere nach der Beschaffenheit der Ufer. Können die Spannketten von den

Pilonen nahe unter demselben Winkel, welchen die Tragketten mit dem Horizont machen, gegen das Lastmauerwerk herabgehen, so ist dieß immer vortheilhaft und die Verankerung wird ähnlich wie bei der Pesther Brücke, Fig. 1, Taf. XXVIII., oder wenn keine Seitenbahn vorhanden ist, die Ketten also direct in das Lastmauerwerk eintreten, so kann das letztere durch ein flaches Gewölbe mit dem Stützpfeiler vereinigt werden und man sucht den Druck von den Verankerungsketten durch eine entsprechende Anordnung der Werkstücke gegen das genannte Gewölbe hinzuführen, wie dieß bei den Kettenbrücken zu Podiebrad und Seraing der Fall ist; Fig. 21, Taf. XXXII.

Treten die Spannketten unter die Brückenbahn, wie bei der Hammersmithbrücke, dann können die Verankerungsketten in schräger Lage durch das ganze Massiv des Lastmauerwerks hindurch geführt werden. In diesem, wie in dem vorigen Falle, treten die Wurzelglieder durch eine gußeiserne gegen das Mauerwerk sich anstemmende Platte und erhalten ihre Befestigung durch einen starken schmiedeisernen Bolzen, Riesenbolzen genannt. Diese Anordnung ist aber nicht immer möglich, indem entweder die Spannketten unter einem Winkel von nahe 45° herabgehen, oder die localen Verhältnisse erfordern, daß die Spannketten vertikal in das Uferlastmauerwerk heruntergeführt werden müssen.

Im ersten Falle kann das Lastmauerwerk durch ein Spanngewölbe mit dem untern Theil des Uferstützpfeilers verbunden werden, wie dieß bei der Bamberger Brücke der Fall ist, Fig. 22, Taf. XXIX.; im zweiten Falle gehen die Tragketten über einen gemauerten Quadranten nach dem Verankerungsschachte, wie solches aus Fig. 21 derselben Tafel ersichtlich ist.

Um bei dem Entwurfe einer Kettenbrücke die nöthigen Anhaltspunkte zu haben, gaben wir in dem Obigen die nähere Beschreibung mehrerer ausgeführten Kettenbrücken mit Angabe der Hauptdimensionen ihrer einzelnen Theile. Alle diese beschriebenen Kettenbrücken sind immer nur für den Verkehr auf Straßen berechnet; für Eisenbahnen hat man bis jetzt das Prinzip der hängenden Brücken nicht in Anwendung bringen können, indem es nach keinem der gemachten Vorschläge gelang, der Bahn die nöthige Steifigkeit zu geben. *) Die Schwankungen einer Kettenbrücke lassen sich wohl durch sehr flach gespannte Ketten und schwere Bahnen auf ein Minimum zurückbringen, aber ganz entfernen lassen sie sich nur, wenn die Bahnconstruction für sich von der Art ist, daß sie die größte Belastung allein tragen kann, und in diesem Falle sind alsdann die Ketten ganz unnütz und können füglich wegbleiben.

§. 136.

Nöthige Formeln zur Berechnung der Kettenbrücken.

Ist der Standort der Brücke, das Flußprofil, die Länge und Breite der Brücke und die Belastung per Quadratmeter Flächenraum gegeben, so wird, je nachdem man entweder auf Verminderung der wellenförmigen Schwankung, oder auf Ersparung der Kosten mehr Rücksicht nehmen will, der Aufhängewinkel α ge-

*) In Amerika hat man einige Drahtbrücken, welche von Locomotiven befahren werden, z. B. die Brücke über den Niagara von 822 Fuß Spannweite.

wählt, und der von demselben abhängige Abstand des Scheitels von der Sehne (Pfeil), darnach die Höhe der Pfeiler, ihre Stabilität und Stärke aus den horizontalen Zügen und Pressungen, und der nöthige Eisenquerschnitt aus der größten Spannung, die die aufgehängte Kette erleidet, berechnet.

Für eine einfache Kettenbrücke sei:

h die halbe Sehne des Kettenbogens;

f die Pfeilhöhe;

x die Abscisse Op Fig. 10, Taf. XXIX.;

y die zugehörige Ordinate, so hat man zur Bestimmung der Kettenkurve

$$y = \frac{f x^2}{h^2}. \quad (1)$$

Bedeutet ferner:

π das Gewicht für die Längeneinheit aller Theile der Brückenbahn, welche gleichförmig auf der Abscissenlinie vertheilt sind;

2τ das Gewicht aller Hängestangen;

σ das Gewicht für die Längeneinheit der Kette; beide letztern variabeln Gewichte unter der Voraussetzung ermittelt, als sei die zu suchende Kurve eine Parabel, so hat man:

zur Ermittlung der Kettenkurve nach §. 6. des Anhangs die Gleichung

$$y = \frac{f}{(\pi+\sigma)h^2 + \frac{\tau h}{2} + \frac{\sigma f^2}{3}}\left[(\pi+\sigma)x^2 + \left(\tau + \frac{2\sigma f^2}{3h}\right)\frac{x^4}{2h^3}\right]. \quad (2)$$

Bedeutet c die halbe Länge der Kettenkurve, so findet man nach Anhang §. 7.

$$c = h\left[1 + \frac{2f^2}{3h^2}\left(1 + \frac{3\tau h + 2\sigma f^2}{15(\pi+\sigma)h^2}\right)\right] \quad (3)$$

und wenn die Kettenkurve als Parabel betrachtet wird

$$c' = h\left[1 + \frac{1}{6}\left(\frac{2f}{h}\right)^2 - \frac{1}{40}\left(\frac{2f}{h}\right)^4 + \ldots\right]. \quad (4)$$

Ist die halbe Kettenlänge c' gegeben und man will die Pfeilhöhe finden, so gibt der §. 8. das Anhangs:

$$f = h\sqrt{\left\{\frac{3}{2}\left(\frac{c'-h}{h}\right) + \frac{27}{20}\left(\frac{c'-h}{h}\right)^2 - \frac{81}{175}\left(\frac{c'-h}{h}\right)^3 + \ldots\right\}}. \quad (5)$$

Bezeichnet man ferner mit:

α den Aufhängewinkel, den die Tangente der Kettenlinie im Aufhängepunkt mit der Horizontalen bildet;

p das auf die Längeneinheit der Sehne wirkende Gesammtgewicht der Construction;

Q die Kettenspannung im Scheitel;

T dieselbe an den Aufhängepunkten, so hat man (Anhang §. 11.):

$$\operatorname{tang}\alpha = \frac{2f}{h} = \frac{ph}{Q} \quad (6)$$

$$\text{und } Q = \frac{ph^2}{2f} = \frac{ph}{\operatorname{tang}\alpha} \quad (7)$$

ferner

$$T = \frac{Q}{\mathrm{Cos}\,\alpha} = \frac{p\,h}{2\,f}\sqrt{4\,f^2 + h^2} \tag{8}$$

Setzt man nun die in der Kette erlaubte Spannung . . . . $= \varepsilon$
Den Kettenquerschnitt . . . . $= \Omega$
Das Gewicht der Bahn, Hängestangen und zufälligen Belastung $= w$
Das Gewicht eines Kubikmeters Schmiedeisen . . . . . . $= \gamma$
so erhält man den Kettenquerschnitt nach Anhang §. 12:

$$\Omega = \frac{w\,h\sqrt{4\,f^2 + h^2}}{2\,f\,\varepsilon - \gamma\,h\sqrt{4\,f^2 + h^2}}\,. \tag{9}$$

Der Werth von ε ist 10 bis 12 Kil. per Quadratmillimeter; $\gamma = 7780$ Kil. für den Kubikmeter.

Der Aufhängewinkel α wechselt zwischen $14^0\,55$ und $21^0\,49$ und ist gewöhnlich $16^0\,30$, was einem Verhältnisse der Pfeilhöhe zur Spannweite von 1 : 13·5 entspricht.

Gehen die Ketten über bewegliche Stützen und ist der Winkel der Spannkette mit dem Horizonte $= w$, so ist die Spannung der Spannketten

$$R = \frac{Q}{\mathrm{Cos}\,\omega}\,. \tag{10}$$

Sie kann also nie kleiner werden als Q und nimmt zu, so lange der Winkel w wächst und wird unendlich, wenn $w = 90^0$, das heißt die Richtung der Spannkette vertikal wird.

Der ganze Vertikaldruck von der Trag- und Spannkette auf die Stütze ist:

$$P = T\,\{\sin\alpha + \mathrm{Cos}\,\alpha\,\mathrm{tang}\,w\} \tag{11}$$

oder

$$P = Q\,\{\mathrm{tang}\,\alpha + \mathrm{tang}\,w\}\,. \tag{12}$$

Gehen die Ketten über einen Pfeiler und kann die Größe der Reibung unberücksichtigt bleiben, so ist

$$R = T = \frac{Q}{\mathrm{Cos}\,\alpha} \tag{13}$$

und der Druck der Trag- und Spannketten

$$P = \frac{Q}{\mathrm{Cos}\,w}\,2\sin\left(\frac{\alpha + w}{2}\right). \tag{14}$$

Der Winkel, den diese Mittelkraft P mit der Vertikalen macht, ist

$$\frac{w - \alpha}{2}\,. \tag{15}$$

Ruhen die Ketten nicht auf Rollen und es findet daher eine Reibung statt, so hat man nach Anhang §. 14., wenn die Länge des Bogens, so weit die Ketten ihre Unterlage berühren . . . . $= \delta$
der Krümmungshalbmesser . . . . $= \varrho$
der Reibungscoefficient . . . . $= \mu$

so hat man

$$R = T . e^{\frac{-\mu \delta}{\varrho}} = \frac{Q}{\operatorname{Cos} \alpha} . e^{\frac{-\mu \delta}{\varrho}} \tag{16}$$

wo e = 2·71828, oder auch

$$R = \frac{Q}{\operatorname{Cos} \alpha} \left\{ 1 - \frac{\mu \delta}{\varrho} + \frac{1}{1.2} \cdot \left(\frac{\mu \delta}{\varrho} \right)^2 - \frac{1}{1.2.3} \cdot \left(\frac{\mu \delta}{\varrho} \right)^3 + .. \right\}. \tag{17}$$

Die Größe der Mittelkraft ist

$$P = \sqrt{\{R^2 - 2 R T \operatorname{Cos} (\alpha + w) + T^2\}}. \tag{18}$$

Der Winkel dieser Mittelkraft mit der Vertikalen

$$\beta = \frac{Q - R \operatorname{Cos} w}{Q \operatorname{tang} w + R \sin w}. \tag{19}$$

Der Vertikaldruck V auf den Pfeilern ist nämlich:

$$V = Q \operatorname{tang} \alpha + R \sin w. \tag{20}$$

Der Horizontalzug H

$$H = Q - R \operatorname{Cos} w. \tag{21}$$

Um die Veränderungen, welche in der Länge der Kette bewirkt werden können, durch eine zufällige Last, Ausdehnung des Eisens und Temperaturveränderungen, zu ermitteln, bediene man sich der in dem Anhang §. 13. gegebenen Gleichungen.

Die auf die Berechnung der Verankerung der Ketten bezüglichen Formeln sind in dem §. 15. des Anhangs zu finden.

Wird bei einer einfachen oder zusammengesetzten Kettenbrücke die Spannkette sehr lang, dann ist der Einfluß der Spannkettenbeugung auf das Gleiten der Ketten über die Pfeiler nach §. 16. des Anhangs zu ermitteln.

Hat man eine zusammengesetzte Kettenbrücke zu berechnen, so sind außer den bezeichneten Formeln noch diejenigen nöthig, welche in den §§. 17. bis 22. des Anhangs gegeben sind, und zur Berechnung der Schwankungen dienen.

Für die Verbindungsbolzen der Tragketten oder die Wurzelbolzen in den Verankerungen hat man die Formel:

$$d^3 = \frac{32 . P . l}{\pi . R} \text{ woraus } P = \frac{\pi d^3 R}{32 l}.$$

Hierin bedeutet:

d den Durchmesser des Bolzen in Meter;
P den Zug in Kil. an einem Kettengliede;
l die halbe Dicke eines Kettengliedes;
R den Festigkeitscoefficienten für den Bruch = 40000000 Kil.;
π = 3·14159.

Für 4fache Sicherheit gibt obige Formel

$$d^3 = 0{\cdot}00000101 \, P . l \tag{22}$$

und

$$P = \frac{d^3}{0{\cdot}00000101 . l}. \tag{23}$$

2) Drahtbrücken.

§. 137.

Einleitung.

Die bekannte Erfahrung, daß viele kleine Eisenquerschnitte vereinigt, eine größere Festigkeit zeigen, als eiserne Barren von gleichem Querschnitte, gab zuerst die Veranlassung zur Construction der Drahtbrücken. Nachdem schon in Amerika solche Brücken mit Erfolg erbaut waren, brachten die Gebrüder Seguin von Annonay im Jahre 1821 die ersten Drahtbrücken in Frankreich zur Ausführung.

In dem Jahre 1823 wurde von dem Oberst Dufour in Genf ein Drahtsteg nach dem gewöhnlichen System der Hängbrücken, bei welchem nämlich die Fahrbahn mittelst vertikaler Drahtseile unterhalb den Hauptdrahttauen aufgehängt ist, über zwei, zusammen 81·9 Mtr. breite Festungsgraben erbaut. Der Steg hat 2 Oeffnungen von 40 Mtr. Weite und eine Breite von 2 Mtr. Die Bahn ist an 6 Drahttaue aufgehängt und jedes Tau besteht aus 90 Drähten von 2·1 Millim. Dicke. Die 3 Tragtaue, zu jeder Seite der Brücke, liegen auf den Widerlagern und Pfeilern in einer horizontalen Ebene nebeneinander, senken sich aber in ihrer Mitte ungleich tief und in der Art, daß alle 3 in eine und dieselbe vertikale Ebene zu liegen kommen und das obere bis zur Höhe des Geländers und das untere bis auf die Brückenbahn sich herabsenkt. Das mittlere liegt zwischen beiden und hat einen Pfeil von 3·5 Mtr. Die vertikalen Hängseile bestehen jedes aus 12 Drähten und sind 1·3 Mtr. von einander entfernt.

Die erste für den Uebergang von Fuhrwerken bestimmte Drahtbrücke wurde von den Gebrüdern Seguin über die Rhone zwischen Tournon uud Tain im Jahre 1824 erbaut. Sie hat 2 gleiche, durch einen 4·5 Mtr. dicken Pfeiler getrennte Oeffnungen von 89 Mtr. lichter Weite. Die Bahn wird zu beiden Seiten von 6 Drahttauen von 27 Millim. Dicke getragen. Diese Taue liegen übereinander in Abständen von 0·4 Mtr., jedoch nicht in einer und derselben vertikalen Ebene, sondern in verschiedenen, von einander ein wenig entfernten parallelen Ebenen.

Der Pfeil jedes Taues ist 8 Mtr. Die Hängseile, von derselben Dicke wie die Tragtaue, sind in Entfernungen von 1·2 Mtr. abwechselnd an den 6 Tauen mittelst eiserner Ringe befestigt. Die Breite der Brückenbahn beträgt 4·2 Mtr. Die Kosten beliefen sich auf 190000 Francs.

Die zweite in Frankreich von Seguin ausgeführte Drahtbrücke zu Jarnac wurde im Jahre 1828 vollendet. Sie hat eine Oeffnung von 70 Mtr. Weite und zwischen den Geländern eine Breite von 7·75 Mtr. Die Brücke wird von 12 Drahttauen getragen, deren einzelne Drähte einen Durchmesser von 0·003 Mtr. haben.

Beschreibung einiger Drahtbrücken der neueren Zeit.

§. 138.

Drahtbrücke zu Freiburg in der Schweiz.

Im Jahre 1832 baute Chaley die erste größere Drahtbrücke zu Freiburg in der Schweiz über das Sarinethal. Diese erhielt eine Oeffnung

von 273 Mtr. Weite von Mitte zu Mitte der steinernen Pilonen. Die Taue, deren es auf jeder Seite der 6·46 Mtr. breiten Bahn zwei sind, haben bei dem lichten Abstande von 265·2 Mtr. einen Pfeil von 19·28 Mtr. und tragen eine Bahn von 246·26 Mtr. Länge, welche 51 Mtr. über dem Wasserspiegel des Flusses liegt. 53 Mtr. rückwärts von den Pilonen senken sich die Taue in 16 Mtr. tiefe Schachte, welche, wie die Fig. 23, Taf. XXIX. zeigt, mit umgekehrten Gewölben aus Quadern ausgemauert sind. Die Pilonen sind 20 Mtr. hoch, 14 Mtr. breit und 0·5 Mtr. stark; sie ruhen auf Felsen und sind von der Bahn durch eine 9·5 Mtr. breite Terrasse getrennt.

Die 4 Drahttaue haben zusammen 4224 Drähte von Nro. 18; jeder Draht hat 0·00308 Mtr. Stärke und 7·44 □Millimtr. Querschnittsfläche, es ist daher der Gesammtquerschnitt 31468 □Millim. Die absolute Festigkeit eines Drahts wurde zu 610 Kil. gefunden, es können somit die 4 Taue einen Zug von höchstens 2576640 Kil. ertragen. Bei dem Gesammtgewicht der Brückenbahn von 300000 Kil. und einer zufälligen Belastung von 160000 Kil. (100 Kil. per □Mtr.) ist der Zug an den Aufhängepunkten 770000 Kil.; man hat somit 3·3fache Sicherheit.

Nachdem die Drähte für die Tragtaue gefirnißt waren, wurden sie abgehaspelt und über Rollen von 0·4 Mtr. Durchmesser gewunden. Die Vereinigung der Drähte geschah dadurch, daß man sie mit ihren Enden 10 Centimeter übereinander greifen ließ und alsdann mit ausgeglühtem Draht umwickelte.

Da jedes Tragtau aus 20 Strängen besteht, nämlich aus 12 von 56 und 8 von 48 Drähten, so fertigte man jeden Strang für sich und legte ihn bis zur Aufhängung auf die Seite. Die entwickelte Länge jedes Stranges war 374·24 Mtr. Der Durchmesser eines ganzen Tragtaues beträgt 0·13 bis 0·14 Mtr. Die Auflagerung der Taue auf den Pilonen ist wie bei der Brücke bei Lorient, Fig. 5, Taf. XXIX. In jedem Veranferungsschacht ruhen 4 Ankertaue, daher für beide Schachte auf einer Seite 8 Taue. Jedes Ankertau besteht aus 528 Drähten Nr. 18, ist 10 Centimeter stark und 25 Mtr. lang.

Die Vereinigung der Tragtaue mit den Ankertauen geschah nahe über der Ebene der Bahn und zwar in der Art, daß man die Endschlingen der einzelnen Stränge eines Taues etwas über die Enden der Ankertaue greifen ließ, und zwischen zwei halbcylindrischen Bolzen mehrere eiserne Keile durchsteckte.

An jedem Tragtaue befinden sich 163 Hängdrahtstränge, woran die Unterzüge der Brücke befestigt sind. Diese Stränge wechseln in ihrer Länge von 0·18 bis 16·6 Mtr. und haben einen Abstand von Mitte zu Mitte von 1·5 Mtr. Jeder Hängdrahtstrang besteht aus 30 Drähten und ist mit ausgeglühtem Drahte der ganzen Länge nach umwickelt.

Die Art der Befestigung der Hängdrahtstränge mit der Brückenbahn, ihre Aufhängung an die Tragtaue ist aus den Fig. 11 und 12, Taf. XXIX. ersichtlich. Ebenso geht aus diesen Figuren die Construction der Brückenbahn und der Geländer hervor. Die Unterzüge haben 0·24 Mtr. Breite und 0·37 Mtr. Stärke in der Mitte, dagegen an den Enden nur 0·31 Mtr.; die innern Langschwellen sind 0·22 Mtr. breit und 0·27 Mtr. hoch, die äußern dagegen haben 0·24 Mtr.

Breite und 0·3 Mtr. Höhe. Die untere Bedielung der Bahn ist 0·09 Mtr., die obere 0·05 Mtr. stark. Jeder vierte Unterzug steht um 1·4 Mtr. über die Bahn vor wegen Verstrebung des Geländers.

Das Aufhängen der Taue geschah strangweise, indem man immer einen aufzuziehenden Strang über eine 2 Mtr. im Durchmesser haltende Trommel wickelte und diese unten auf der Thalsohle aufstellte. Ebendaselbst, sowie auf den Pilonen, standen einfache Winden mit horizontalen Wellen, von welchem starke Hanftaue an die Enden des um die Trommel gewundenen Strangs liefen. Durch gleichzeitige Bewegung aller Winden wickelte sich der Strang allmählig ab und gelangte zuletzt in seine vorgeschriebene Lage. Waren so alle Stränge aufgezogen und mit den Ankertauen verbunden, sa bildete man einen Arbeitssteg, der an zwei weitern Stängen hing, und bewerkstelligte von diesem aus die Vereinigung sämmtlicher Stränge zu einem Taue.

Die Proben, welche mit dieser Brücke angestellt wurden, zeigten günstige Resultate. Die Construction der Brücke im Allgemeinen ist gut, nur können die Verbindungen der Hängdrahtbrücken mit den Tragtauen und den Unterzügen nicht als Muster dienen, indem bei ungleichförmigen Senkungen der beiden Tragtaue auf einer Seite der Bahn nachtheilige Biegungen an den Endschlingen der Hängdrahtstränge eintreten. *)

§. 139.

Drahtbrücke bei Roche-Bernard.

Eine der schönsten und solidesten Drahtbrücken neuerer Zeit ist die von Le Blanc über den Vilainefluß bei Roche-Bernard ausgeführte.

Die Straße führt in einer Höhe von 33 Mtr. über den Wasserspiegel des Flusses von einem Ufer zum andern. An die auf den felsigen Ufern stehenden Pilonen der Drahtbrücke schließen sich auf jeder Seite 3 gewölbte Halbkreisbogen von je 9·5 Mtr. Weite mit 3·55 Mtr. breiten Zwischenpfeilern an.

Die Entfernung der Pilonen von Mitte zu Mitte ist 198·27 Mtr. Auf die Entfernung von 193·17 Mtr. sind die Tragtaue mit einem Krümmungspfeile von 15·2 Mtr. aufgehängt. Auf jeder Seite der Brückenbahn befinden sich deren zwei von 0·17 Mtr. Durchmesser.

In Entfernungen von 70 Mtr. hinter den Pilonen treten die Spanntaue von einer Seite der Bahn in die Verankerungsschachte ein, ziehen sich durch den 14 Mtr. tiefen Stollen hindurch, und steigen auf der andern Seite wieder in die Höhe, um sich mit den Tragtauen daselbst zu vereinigen. Die Pilonen haben eine Höhe über der Bahn von 17·62 Mtr.; ihre untere Stärke ist 5·4, ihre obere Stärke 5·10 Mtr.; die lichte Höhe des Durchgangs ist 9·8, die Weite desselben 4·8 Mtr. Jedes Tragtau besteht aus 16 Strängen von 88 Drähten, enthält also 1408 Drähte. Im Ganzen sind es 5632 Drähte; der Durchmesser eines Drahts ist im Mittel 0·00333 Mtr., und der mittlere Widerstand desselben 76 Kil. per □Millimeter.

*) Pont suspendu de Fribourg (Suisse). Notice par M. Chaley, constructeur du pont. Paris, 1835.

Das Gewicht der Taue ist für den laufenden Meter 400·74 Kil.
Gewicht der Bahn sammt Hängestangen . . . . 1039·26 „
Zufällige Belastung . . . . 1180·00 „
Daher . . . . $p = 2620{\cdot}0$ Kil.
Die halbe Sehne . . . . $h = 96{\cdot}586$ Mtr.
Der Pfeil . . . . $f = 15{\cdot}2$ „

Daher die Spannung im Scheitel

$$Q = \frac{p\,h^2}{2f} = 803999{\cdot}57 \text{ Kil.}$$

Der Cosinus des Aufhängewinkels oder $\cos \alpha = 0{\cdot}9577$, daher die Spannung an den Aufhängepunkten

$$T = \frac{Q}{\cos \alpha} = \frac{803999{\cdot}57}{0{\cdot}9577} = 839510{\cdot}88 \text{ Kil.}$$

Das ist für einen Draht 149·06 Kil.
und für einen □Millim. 16·41 „

man hat also $\frac{76}{16{\cdot}41} = 4{\cdot}7$fache Sicherheit.

Die Zahl der Verankerungsdrähte ist 5696, dieß gibt für einen Draht eine Spannung von . . . 147·39 Kil.
und für 1 □Millim. . 16·23 „

Die provisorische Pfeilhöhe der Tragtaue wurde zu 14·30 Mtr. angenommen, es ist daher die Länge eines Taues unter der eigenen Last nach der Formel

$$2c = 2h\left(1 + \frac{4f^2}{6h^2}\right) = 193{\cdot}17\left\{1 + \frac{4 \,.\, 204{\cdot}49}{6 \,.\, 9328{\cdot}8}\right\} = 195{\cdot}99 \text{ Mtr.}$$

Nachdem die Brückenbahn gelegt ist, vermindert sich der Pfeil der Spanntaue und an dem Tragtaue tritt eine Verlängerung ein. Die Verkürzung der Spanntaue ist durch die Formel: Anhang §. 16. Formel (3)

$$\delta = \frac{\sigma^2 \alpha^3}{24\,Q^2}\left\{1 - \frac{p^2}{(p+\pi)^2}\right\} \text{ gegeben.}$$

Hierin ist:

σ das Gewicht der Längeneinheit des Taues;
α die horizontale Entfernung der Enden des Spanntaues, hier 53·218 Mtr.
$Q =$ die horizontale Spannung am Aufhängepunkt oder

$$\frac{p\,h^2}{2f} = \frac{400{\cdot}74 \,.\, 9328{\cdot}85}{28{\cdot}6} = 122171{\cdot}3 \text{ Kil.}$$

$p + \pi = 1440$. (Last für die lauf. Längeneinheit exclus. der zufälligen Belastung.)

Diese Werthe substituirt gibt:

$$\delta = 0{\cdot}0627 \text{ Mtr.}$$

Die Verlängerung eines Tragtaues ist also $2 \,.\, 0{\cdot}0627 = 0{\cdot}1254$ Mtr. Die Tragtaue verlängern sich ferner noch durch den vergrößerten Zug, welcher für einen Draht 59·31 Kil. ausmacht; diese Verlängerung ist für die 372 Mtr. Länge der Taue 0·1097.

Die ganze Verlängerung ist somit 0·2351 und die neue Länge des Taues 195·99 + 0·2351 = 196·225, folglich der neue Pfeil:

$$f = \sqrt{\frac{3}{2} h (c - h)} = 14{\cdot}87 \text{ Mtr.}$$

Unter der zufälligen Belastung wird $\delta = 0{\cdot}0659$; die Verlängerung der Tragtaue ist also 0·1318; die Verlängerung unter dem vergrößerten Zuge von 126·44 Kil. per Draht gibt 0·2587; die neue Länge der Tragtaue ist also

$$195{\cdot}99 + 0{\cdot}1318 + 0{\cdot}2587 = 196{\cdot}38.$$

Dieß gibt

$$f = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot 96{\cdot}585 \,.\, 1{\cdot}605} = 16{\cdot}24.$$

Wenn die zufällige Last weggenommen wird, vergrößert sich wieder der Pfeil der Spanntaue, die Verkürzung der Tragtaue wird dadurch 0·0064; und die weitere Verkürzung, welche der Elasticität der Drahttaue entspricht, gibt Le Blanc zu 0·0572 an; die definitive Länge der Taue ist also:

$$196{\cdot}38 - 0{\cdot}0064 - 0{\cdot}0572 = 196{\cdot}31.$$

Dieß gibt:

$$f = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot 96{\cdot}585 \,.\, 1{\cdot}573} = 15{\cdot}09.$$

In der Wirklichkeit beträgt der Pfeil 15·2, also 0·11 Mtr. mehr als die Berechnung gibt.

Die Brückenbahn, welche von den Pilonen gegen die Mitte hin um 1·32 Mtr. ansteigt, hat eine Breite von 6·1 Mtr.; davon kommen 4·72 auf die Fahrbahn und 0·65 auf jedes Trottoir.

Die Unterzüge, welche in der Mitte eine Stärke von 0·42 auf 0·2 Mtr. haben, sind 1·09 Mtr. von einander entfernt. Die Aufhängestangen sind massive cylindrische Stäbe von 0·03 Mtr. Durchmesser; sie sind nicht vertikal, sondern ihre Aufhängepunkte sind an den Pilonen 7·6 Mtr. von einander, während die Aufhängepunkte der Bahn nur 6·8 Mtr. von einander entfernt sind.

Bei der größten Belastung kommen 2·09 Kil. auf 1 □Millim. des Querschnitts der Hängestangen.

Die Befestigung der Hängestangen an den Tauen sowie an den Unterzügen der Bahn ist wie bei der Brücke zu Lorient, Fig. 2, Taf. XXIX.

Ebenso ist auch die Auflagerung der Taue auf den Pfeilern wie bei genannter Brücke. Die gußeisernen hohlen Walzen haben 1·46 Mtr. Länge und 0·45 Mtr. äußern und 0·13 Mtr. innern Halbmesser. Zur Bestimmung der Stärke dieser Walzen gibt Dufour die Formel:

$$P = 100 \cdot \frac{R^2 - r^2}{c} \cdot R.$$

P ist das Gewicht in Kil., welches ein hohler Cylinder in seiner Mitte noch gerade tragen kann, ohne zu zerbrechen;

R und r bezeichnen den äußern und innern Halbmesser dieses Cylinders und c seine Länge in Millimeter ausgedrückt.

Werden für R, r und c die betreffenden Werthe gesetzt, so findet man P = 720000 Kil. oder gleichförmig vertheilt 1440000 Kil.; der wirkliche Druck auf eine mittlere Walze ist nur 128086 Kil., man hat also 11fache Sicherheit.

Die Anfertigung der Tragtaue geschah auf folgende Art: Nachdem die Länge der Taue bestimmt war, machte man auf der Landstraße eine Drahtbahn zur Anfertigung der einzelnen Stränge, indem man, wie Fig. 19, Taf. XXIX., darstellt, 2 starke Pfosten A und B so in die Erde befestigte, daß sie noch 1 Mtr. hervorragten. An dem Kopfe jedes Pfostens brachte man einen eisernen Hacken δ an, welcher die Bestimmung hatte, eine hufeisenförmige Hohlkehle aufzunehmen, an welche sich die Drähte anlegen mußten. An der Seite jedes Pfostens war ein kleiner beweglicher Krahn angebracht, welcher sich um seine vertikale Achse drehen ließ und an dem äußern Ende des Auslegers eine Rolle trug, deren Richtung mit der Verlängerung des Drahts bei der punktirten Stellung des Krahns übereinstimmte. Endlich war noch 12 Mtr. hinter jedem Pfosten eine horizontale Welle γ, mit welcher ein Mann mittelst des Hebels $\gamma\ \lambda$ eine Spannung von 300—350 Kil. hervorbringen konnte. War der Apparat so hergestellt, so nahm man einen mit Draht umwickelten Cylinder, welcher auf einem zweirädrigen Karren lag und sich während der Bewegung desselben um seine Achse drehte. Das eine Ende des Drahts wurde nun an einen Pfosten bei B befestigt, der Draht um die Hohlkehle δ gelegt und von dem Pfosten B nach dem Pfosten A geführt. Dort faßte man den Draht mit der Zange (j) und zog ihn mit Hülfe der horizontalen Welle γ und des Hebels λ mit einer Kraft von etwa 300 bis 350 Kil. an, um die etwaigen Biegungen im Drahte zu beseitigen. War dieß geschehen, so faßte man den Draht mit einer zweiten Zange, die an einem Taue befestigt war, welches über die Rolle des nun in der punktirten Stellung befindlichen Krahns ging und an seinem Ende ein Gewicht von 100 Kil. trug. Man gab sofort dem Krahn die entgegengesetzte Stellung und führte also den Draht mit der Spannung von 100 Kil. um die dortige Hohlkehle herum, um mit ihm von dem Pfosten A gegen den Pfosten B zu gehen, woselbst man die gleiche Operation wiederholte. War der Draht von der ersten Trommel abgewickelt, so befestigte man das Ende an den Draht einer zweiten Trommel und fuhr so fort, bis die nöthige Anzahl der Drähte vorhanden war. Das letzte Drahtende vereinigte man mit dem ersten, welches von δ nach dem oben erwähnten Pfosten bei B führt.

Bei diesem System der Anfertigung der Taue hat man bei dem Legen der 6 oder 8 ersten Drähte die Vorsicht zu gebrauchen, daß man dieselben z. B. am Pfosten B mit einer festen Zange hält, während der Zug von 300 Kil. bei dem Pfosten A erfolgt, denn ohne diese Vorsicht würden jedesmal die schon gelegten Drähte wieder mit angespannt und erhielten eine andere Spannung wie die späteren Drähte, bei welchen die Reibung an der Hohlkehle so groß ist, daß eine Fortpflanzung des Zugs auf die früheren Drähte nicht mehr stattfindet und also auch die Vorsichtsmaßregel wegfällt. Da die Entfernung der Pfosten A und B in der Regel sehr groß ist, hier 329 Mtr., so werden alle 40 Mtr. kleine Pfosten

aufgestellt, welche oben 2 kleine Rollen tragen, auf denen die Drähte während der Fortbewegung der Trommel gleiten können.

Nachdem man einen Strang in der bezeichneten Weise gefertigt hatte, wurden die provisorischen Umwicklungen mit ausgeglühtem Drahte vorgenommen. Diese Umwicklungen waren in einer gewissen Breite, besonders in der Nähe der Endschlingen und derjenigen Theile der Stränge nöthig, die auf die Walzen der Pilonen zu liegen kamen. Auf der ganzen übrigen Länge der Stränge bestand die Umwicklung nur aus einem doppelten Draht, welcher schwach angezogen wurde. War ein Strang fertig, so wurde er zum Transport an die Brücke, beziehungsweise an eine Pilone derselben, auf eine 2 Mtr. im Durchmesser haltende Trommel gewunden, welche auf einem hohen zweirädrigen Karren lag.

Auf dem Pfeiler oder der Pilone wurde eine Zugwinde aufgestellt, von welcher ein Tau an das Ende des aufzuziehenden Stranges herabging und mit demselben befestigt wurde.

Zur leichtern Communication zwischen beiden Ufern des Flusses sowohl, wie auch zur Aufhängung der Drahtstränge wurde, sobald die Pilonen auf eine gewisse Höhe fertig waren, ein provisorischer Drahtsteg errichtet.

Hatte man nun nach Beendigung beider Pilonen mit Hülfe der Zugwinde den Strang über die gußeisernen Walzen der rechtseitigen Pilone so weit heraufgezogen, daß das Strangende von dem Steg aus gefaßt werden konnte, so zog man damit den Strang hinüber auf das andere Ufer, woselbst er mit der dortigen Zugwinde auch über die linkseitige Pilone weggeführt wurde. Bei dieser Operation wirkte die Zugwinde auf der rechten Seite fortwährend und die Zugwinde auf der linken Seite fing an zu wirken, sobald das Strangende in der Mitte des Stegs angekommen war. Eine dritte Winde hinter der linkseitigen Pilone diente noch dazu, den Strang vollends in die Höhe zu ziehen.

Während 4 solcher Stränge aufgehängt wurden, fertigte man auf jeder Seite die dazu gehörigen Ankertaue und zwar in der Art, daß man die Drähte einzeln von einem Verankerungsschacht zum andern führte und ihnen jedesmal die nöthige Spannung gab.

Auch die Ankertaue hatten an ihren Enden hufeisenförmige Hohlkehlen. Sobald sie daher fertig waren, vereinigte man die Stränge des Tragtaues mit den Ankertauen, indem man die betreffenden Schlingen etwas übereinander greifen ließ, und zwischen 2 halbcylindrische Bolzen so viel eiserne Prismen einschob, als nöthig waren, um den Tragsträngen ihre richtige Pfeilhöhe zu geben.

Hatte man in der Weise alle Stränge aufgezogen und mit den Ankertauen vereinigt, so zog man noch zwei weitere Stränge auf, und bildete einen zweiten Drahtsteg, welcher in einem Abstande von etwa 1 Mtr. parallel mit der Linie der Stränge von einer Pilone zur andern führte.

Ein Arbeiter nahm nun, auf diesem Steg fortgehend, nach und nach die provisorischen Bänder der Stränge weg und vereinigte sämmtliche Drähte von 16 Strängen dadurch miteinander, daß er alle 1·09 Mtr. ein Band von 0·3 Mtr. Breite aus ausgeglühtem Draht anlegte. Waren die Taue auf einer Seite

vollständig hergestellt und die Hängestangen angehängt, so machte man den provisorischen Steg auf die andere Seite und wiederholte die gleiche Operation.

Das Anhängen der Unterzüge und Aufschlagen der Brückenbahn konnte keine weitern Schwierigkeiten mehr haben*).

§. 140.

Drahtbrücke über den Monongahela bei Pittsburg.

Im Jahre 1845 wurde eine neue Hängbrücke über den Fluß Monongahela bei Pittsburg ausgeführt, welche sich durch die eigene Construction der Brückenbahn von andern Bauten der Art wesentlich unterscheidet.

Die ganze Brückenlänge von 1500 Fuß, zwischen den Widerlagern gemessen, ist in 8 Spannungen von durchschnittlich 188 Fuß von Mitte zu Mitte der Pfeiler eingetheilt. Letztere sind an der Basis 50′ lang, haben eine Höhe von 36 Fuß und oben eine Dicke von 11 Fuß. Der Anlauf beträgt 1 Zoll auf den Fuß. Auf jedem Pfeiler befinden sich, 18 Fuß von einander, zwei Steinkörper von 9 Fuß im Quadrat und 3 Fuß Höhe, sie tragen die Unterlagsplatten der gußeisernen Thürme, auf welchen die Drahttaue aufgehängt sind. Jedes Brückenfeld wird von 2 Drahttauen getragen. Jeder Thurm besteht aus 4 Säulen in Form von winkelförmigen Pilastern, verbunden durch 4 Gitterfüllungen, die an den Pilastern mit Schraubenbolzen befestigt sind.

Die Füllungen, welche gegen den Strom gerichtet sind, füllen den ganzen Raum zwischen den Pilastern aus, jene in der Richtung der Brückenbahn dagegen sind mit Thüröffnungen durchbrochen, durch welche der Fußweg von einer Spannung zur andern führt. Auf der Spitze der Säulen oder Pilaster ruht ein massives Gußstück, das Pendel tragend, an welchem die Drahttaue befestigt sind. Die beiden Fußwege sind außerhalb der Taue und je 5′ breit. Die Fahrbahn zwischen den Tauen hat eine Breite von 20′; sie ist von den Fußwegen durch Schutzgeländer getrennt, welche die gleiche Construction wie die Wände der Gitterbrücken haben.

Die Drahttaue sind 4½ Zoll im Durchmesser und durch eine feste Umhüllung verwahrt; die Anzahl der Drähte in einem Taue ist 750; die runden Hängestangen sind 1⅛ Zoll dick und befinden sich 4 Fuß weit von einander.

Die Bahn bekam durch die Gitter eine möglichst große Steifheit und zeigte deßhalb beim Darübergehen großer Lastwagen nur geringe Schwankungen.

§. 141.

Eine sehr interessante Construction hat die Brücke von Cubzac über die Dordogne. Dieselbe hat mit den Zufahrten eine Gesammtlänge von 1545 Mtr., wovon die Brückenweite zwischen den Achsen der äußersten Pilonen 545 Mtr. beträgt. Da die Brücke 5 gleich große Oeffnungen hat, so kommt auf eine eine Spannweite von 109 Mtr. An die Widerlager der Brücke schließen sich 205 Mtr. lange Bogenstellungen an. Jeder Brückenpfeiler wird von einem steinernen, 4·9 Mtr.

---

*) Description du Pont suspendu de La Roche-Bernard, par Le Blanc, 1841.

breiten und 13 Mtr. über den niedersten Wasserstand hohen Unterbau gebildet, der zwei 7·5 Mtr. von Achse zu Achse entfernte gußeiserne, unter der Brückenbahn durch einen doppelten Bogen verbundene Säulen oder Obelisken trägt, welche von der Basis bis zur Spitze eine Höhe von 28 Mtr. haben. Diese Obelisken sind aus einzelnen gußeisernen Trommeln oder Tambours gebildet, welche einzeln aus 10 Stücken bestehen, deren Wandstärke zwischen 0·027 und 0·03 Mtr. variirt. Im Innern jeder Obeliske steht ein Kern von Gußeisen, welcher mit den Tambours durch radiale Arme in Verbindung steht. Auf den obersten Plattformen der Obelisken stehen gußeiserne Pendel, Fig. 22, Taf. XXX, über welche die Taue geführt sind.

Die Brückenbahn von 7·5 Mtr. Breite wird von 12 Drahttauen getragen, deren jedes aus 202 Drähten von 0·004 Mtr. Stärke besteht. Transversalbänder, gegen den Umsturz der Pfeiler angebracht, bestehen jedes aus 102 Drähten von der gleichen Stärke, und es sind deren für jeden Bogen 24 vorhanden. Die horizontalen Bänder, welche sich mit den transversalen vereinigen, und deren 8 für jeden Bogen bestehen, sind aus 146 Drähten zusammengesetzt.

§. 142.

Die größten Drahtbrücken wurden in neuerer Zeit in Amerika ausgeführt. Sehr kühn ist z. B. die Brücke bei Wheeling über den Ohio. Ihre Spannweite beträgt 1010 Fuß, die Pfeilhöhe 61 Fuß. Jede der beiden Ketten besteht aus 6 Drahttauen, die nebeneinander liegen. Ueber jedem der beiden Pfeiler sind sie über 3 Walzen von verschiedenem Durchmesser, die auf einer gußeisernen Platte rollen können, gezogen. Die Auflagerungspunkte auf den Pilonen sind 33′ weit auseinander, während die Scheitel der Ketten nur 26′ von Mitte zu Mitte auseinander liegen. Die Ketten bilden daher auch im Grundrisse Parabeln, deren Scheitel einander entgegenstehen. Diese Anordnung ersetzt auf sehr einfache Weise die Windstreben.

Zum Aufhängen der Fahrbahn sind alle $3\frac{1}{2}$ Fuß eiserne Stangen quer über die Drahtseile einer Kette herübergelegt und mit Draht an diese befestigt; an diesen letztern hängen dann mittelst einer Schlinge und eines Drahtstranges die Querbalken der Bahn. Die Fahrbahn ist 17′ breit und hat an jeder Seite $3\frac{1}{2}$′ breite Trottoirs.

Vier Langschwellen unter den Trottoirs und die mit Fachwerk ausgefüllten Geländer geben der Brücke die nöthige Steifigkeit.

Jedes der 6 Drahtseile jeder Kette besteht aus 550 Drähten, wovon 20 lauf. Fuß ein Pfund wiegen. Die 6600 Drähte wiegen also per lauf. Fuß 330 Pfund und haben 95 □Zoll Querschnitt. Die Berechnung zeigt, daß diese Brücke bei 50 Pfund Belastung auf den Quadratfuß der Bahnfläche nur doppelte Sicherheit hat.

Bei der Aufhängung der Taue wurde folgend verfahren: Man zog zuerst 2 dünne Drahtseile von 100 Drähten, jedes mittelst eines Seils von einem Pfeiler über den andern, und befestigte sie provisorisch an den Ankern. Dann legte man die Bretter, die später zu den Fußwegen wieder verwendet wurden,

über die 3′ weit von einander entfernten Seile und bildete damit einen Nothsteg; an diesen hing man alle 50′ eine Rolle auf, deren Kehle den Durchmesser der Seile hatte, und über diese Rolle wurde dann jedes Seil mittelst eines an einen Göpel befestigten Hanfseils hinübergeschleppt.

Die Drahtseile des Stegs wurden wieder zu einem Hauptseil verwendet.

Unterhalb der Niagarafälle baute derselbe Ingenieur Ellet, welcher die Brücke bei Wheeling erbaute, einen Drahtsteg. Die Pilonen sind von Holz construirt und befinden sich in einem Abstande von 760′ von einander. Die Taue, welche auf diese Weite gespannt sind, haben eine Pfeilhöhe von 45′. Auf jeder Seite der 7′ 8″ breiten Bahn befinden sich 2 stärkere und 8 schwächere Drahtseile, die im Ganzen 1767 Drähte von 26 □Zoll Querschnitt enthalten. Um die einzelnen Drahtseile über diese große Spannweite in einer Höhe von 230′ über das unfahrbare Felsenbett des Stromes hinüber zu bringen, ließ man bei günstigem Winde auf dem einen Ufer einen Drachen steigen und die Schnur schießen, als er über dem andern Ufer stand. An dem dann aufgefangenen Ende der Schnur zog man einen Draht, und an diesem ein dünnes Drahtseil hinüber. *)

Sieben Meilen unterhalb der Niagarafälle wird jetzt noch eine zweite Drahtbrücke von Serrel erbaut. Diese erhält 1040′ Spannweite und 75′ Pfeilhöhe. Die Ketten zu beiden Seiten der 20′ breiten Fahrbahn werden aus 10 Drahtseilen gebildet, welche 2500 Drähte, wovon 18 laufende Fuß auf das Pfund gehen, im Ganzen enthalten werden. Diese Drahtseile laufen auf den Pilonen über einen Sattel, der seinerseits von mehreren Rollen getragen wird. Fig. 19, Taf. XXX.

Die Pilonen, welche auf der Höhe der Felsenkuppe 50′ über der Fahrbahn stehen, sind nur 18′ hoch, hinter ihnen sind die Ketten verankert.

Die Berechnung gibt für ein Menschengedränge von 50 Pfund per □Fuß nicht ganz doppelte Sicherheit.

Auch eine Eisenbahn-Drahtbrücke wurde über den Niagara gebaut; dieselbe hat eine Spannweite von 822 Fuß im Lichten und besteht im Wesentlichen aus einem nach Howe's System aus Holz construirten Rahmwerke von 23 Fuß Höhe, welches mittelst Hängeseilen von Draht so an die aus Drahtgabeln gebildeten Tragseile angehängt ist, daß die untere Kante des Rahmwerks in der Höhe des tiefsten Punktes der Tragseile liegt. Die Brückenbahn ist nur angehängt und liegt auch an den Enden in den Widerlagern nicht auf.

Die unteren und oberen Verbindungshölzer der beiden Rahmwände tragen zwei Brückenbahnen, von welchen die untere für die Chaussee, die obere für ein einfaches Bahngeleise benutzt wird. Das Rahmwerk ist von gutem, unimprägnirtem Holze hergestellt und bisher ohne Schutz durch Verschalung. Von den die Brücke tragenden Gabeln sind an jeder Seite 2 Stück übereinander angewandt, also im Ganzen 4 Stück; jedes derselben hat einen Durchmesser von 10 Zoll und besteht aus 9 Litzen, welche einzeln mit Draht umwunden und mit einem Theerüberzug versehen sind; ebenso sind die ganzen Kabeln behandelt. Der Draht ist Eisen Nr. 9, etwa 1 Linie dick. Unterstützt werden die Kabeln an jedem Ufer durch

*) Culman, über eiserne Brücken. Förster's Bauzeitung, 1852.

2 Stück 39 Fuß hohe Thürme, von welchen rückwärts herabgehend sie im Felsen verankert sind. Der Pfeil der Kettenlinie entspricht etwa der Höhe der Thürme. Die Brückenbahn liegt 260 Fuß über dem Wasserspiegel. Die Brücke wird von den schwersten Eisenbahnzügen aber nur mit 3 englischen Meilen Geschwindigkeit ($2\frac{1}{2}$—3′ per Sec.) befahren und zeigt eine Senkung im Maximum von 10 Zoll.

Zur Aufstellung der Brücke bediente man sich einer bereits vorhandenen Drahtbrücke für Fußgänger, deren erstes Seil bei der Erbauung mittelst eines Luftballons von einem Ufer zum andern gebracht wurde.

Der Erbauer der Brücke ist der Ingenieur Röbling von New-Jersey. Alle Maaße sind englisch.

§. 143.

In Amerika haben die Drahtbrücken auch Anwendung gefunden, um größere Canäle über Flüsse zu führen. Die schwere und zwar stets gleiche Belastung der Brückenbahn gestattet nur geringe Schwankungen und macht daher das System der hängenden Brücken für Aquaducte besonders geeignet.

Der neue Aquaduct bei Pittsburg wurde im Jahr 1844 erbaut und hat im Wesentlichen folgende Construction *):

Das Canalbett ist von Holz, hat oben $16\frac{1}{2}$ Fuß, unten 14 Fuß Weite und 8 Fuß Höhe. Es besteht sowohl im Boden, als in den beiden Seitenwänden aus 2 Lagen Bohlen von $2\frac{1}{2}$ Zoll Stärke. Die Bohlen in beiden Lagen sind aber in diagonaler Richtung aufgebracht und kreuzen sich unter rechten Winkeln. Sie bilden daher sowohl in horizontaler als vertikaler Richtung eine Art von Gitterwänden, welche dem Bau eine große Steifigkeit gibt, und selbst bei heftigen Stürmen eine Schwankung ganz verhindern soll. In Abständen von 4 zu 4 Fuß ruht die hölzerne Rinne auf je 2 nebeneinander liegenden $\frac{16}{6}$ zölligen Querbalken, die zwischen sich die beiderseitigen Gerüste für die Leinpfade tragen. Die Leinpfade sind 7′ breit und schließen sich an die Seitenwände des Canals an. Der Wasserstand in dem letztern beträgt 4 Fuß.

Jedes Unterzugpaar hängt auf beiden Seiten an 2 Stangen von Rundeisen, welche $1\frac{1}{8}$ Zoll Stärke haben.

Der ganze Aquaduct hat 7 Oeffnungen, jede von 160′ von Mitte zu Mitte der Pfeiler. Die Länge des Canalbetts ist 1140′. Die Pilonen, welche das Drahtseil tragen, sind 16′ 6″ hoch und so schmal, daß die Leinpfade zur Hälfte gegen sie hervorstehen. Zwei Drahttaue unterstützen die freiliegenden Theile des Canals, indem von diesen die erwähnten Hängeisen an die Unterzüge, und zwar ganz nahe an den Canalwänden, herabgehen. Jedes Tau reicht von einem Stirnpfeiler zum andern, bildet zwischen je 2 Pfeilern eine Krümmung von 14·5 Fuß Pfeilhöhe und hat eine Gesammtlänge von 1175 Fuß; die Ankertaue sind Ketten aus eisernen Barren von $1\frac{1}{2}$ auf 4″ Stärke, ihre Länge beträgt zusammen 108 Fuß. Jedes Drahttau hat 7 Zoll Durchmesser und besteht aus 1900 Drähten von $\frac{1}{8}$ Zoll Durchmesser. Das Gesammtgewicht beider Taue ist 110 Tonnen.

---

*) Civil Engineer and Architects Journal 1846. Pag. 47.

§. 144.

Drahtbrücke bei Lorieht über den Scorff.

Eine zweite nach dem System der Roche-Bernard-Brücke ausgeführte Drahtbrücke ist die bei Lorient über den Scorff. Taf. XXIX., Fig. 1—7.

Die Tragtaue, deren zwei auf jeder Seite der Brückenbahn sich befinden, bilden zwischen den beiden mittlern Frictionsrollen eine Kurve von 183·6 Mtr. Weite und 14·34 Mtr. Pfeilhöhe.

Die massiv aus Stein construirten Stützpfeiler haben 10·2 Mtr. Breite, 4 Mtr. Stärke und 16·98 Mtr. Höhe. Der Durchgang ist 10·3 Mtr. hoch und 5 Mtr. im Lichten weit. Zur Auflagerung der Taue liegen auf jeder Seite 3 gußeiserne vollgegossene Walzen von 1·3 Mtr. Länge und 0·34 Mtr. Durchmesser, die auf schweren gußeisernen Platten ruhen, deren Stärke 0·1 Mtr. beträgt. In einem Abstande von 45 Mtr. hinter den Pilonen treten die Spanntaue in das Verankerungsmauerwerk ein, Fig. 6 und 7; die Verankerung ist der Art, daß die Taue von einer Seite der Bahn durch einen gemauerten überwölbten Gang von 2·2 Mtr. Höhe und 1·8 Mtr. Weite nach der andern Seite geführt sind und sich daselbst wieder mit den dortigen Spanntauen vereinigen.

Da es hiedurch möglich wird, jederzeit die Verankerungstaue zu besichtigen und nöthigenfalls neu zu firnissen, so ist diese Anordnung eine sehr zweckmäßige und sollte überall, wo es die Localität gestattet, in Anwendung gebracht werden.

Die Tragtaue und Spanntaue haben jedes einzelne 1650 Drähte; sie sind genau cylindrisch und haben einen Durchmesser von 16 Centimeter. Die einzelnen Drähte von 100 Mtr. Länge sind von Nr. 18; ihre Verbindung geschah durch Umwicklung der beiden auf 10 Cent. übergreifenden Enden mit Draht von Nr. 3. Alle 28 Centim. sind die Taue auf dieselbe Länge mit ausgeglühtem Draht von Nr. 13 umwickelt; natürlich fällt diese Umwicklung da weg, wo die Taue über die Walzen gehen, und in den Verankerungsgängen, indem sie an diesen Stellen ein breites Band bilden.

Die Brückenbahn, welche gegen ihre Mitte 1·1 Mtr. ansteigt, ist aus den Fig. 2 und 3 ersichtlich. Sie hängt an eisernen Stäben von 0·03 Mtr. Stärke, welche einen Abstand von 1·14 Mtr. haben. Die Breite der Fahrbahn ist 4·8 Mtr., die jedes Trottoirs 0·75.

Auch bei dieser Brücke wurden die Taue auf dem Platze zusammengesetzt, d. h. man construirte einen Drahtsteg von einem Pfeiler zum andern in der gleichen Höhe der künftigen Bahn. Hierauf befestigte man in dem rechtseitigen Verankerungsmauerwerke das Ende eines Drahtes und führte denselben auf der einen Seite über beide Pfeiler in das jenseitige Verankerungsmauerwerk; von hier ging man wieder zurück, indem man den Draht auf der andern Seite der Pfeiler auflegte, und gelangte so wieder an den Punkt, von dem man ausging. So wurde nun fortgefahren, bis alle Drähte der Taue aufgehängt waren.

Zur gleichen Spannung aller Drähte wurde dem ersten Draht die vollkommen richtige Form gegeben, und dieselbe bei allen folgenden Drähten beibehalten.

Diese Aufhängungsart hat sich als die beste und billigste erwiesen; sie ermöglicht eine gleiche Anspannung aller Drähte und erfordert wenig

Mühe und Arbeit, da keine große Lasten zu heben sind und die einzelnen Drähte leicht von einer Seite zur andern geführt werden können.

Zur Anwendung der im Anhange gegebenen Formeln soll die Berechnung der Drahtbrücke bei Lorient hier folgen:

1) Für die Bestimmung der Kettenkurve hat man die Gleichung (4) §. 6. des Anhangs.

Hierin ist:

$\pi = 550$ Kil. das halbe constante Gewicht der Bahn per laufenden Meter.

$\sigma = 190$ Kil. Gewicht der beiden Taue auf einer Seite für den laufenden Meter.

$\tau = 2060$ Kil. annäherndes Gewicht der Hängestangen für einen halben Bogen.

$h = 90{\cdot}8$ Mtr. halbe Weite.

$f = 14{\cdot}00$ Krümmungspfeil für den Gleichgewichtsstand.

Durch Substitution erhält man:

$$y = 0{\cdot}001669\ x^2 + 0{\cdot}00000000351\ x^4.$$

2) Für die Länge dieser Kurve hat man nach Gl. (1) §. 7.:

$$2\ c = 184{\cdot}4979 \text{ Mtr.}$$

Wird die Kurve als Parabel betrachtet, so erhält man

$$y = \frac{14\ .\ x^2}{(90{\cdot}8)^2} = 0{\cdot}00169\ x^2 \text{ und } 2c' = 184{\cdot}4779 \text{ Mtr.}$$

3) Gesammtgewicht der Hängestangen auf einer Seite der Bahn:

In die Formel (2) des Anhangs, §. 10., ist zu setzen: $N = 156$; $\varphi = 13{\cdot}41$; $\varphi' = 1{\cdot}08$; $e = 0{\cdot}82$; man hat daher:

$$2\,L = \frac{1}{3}\ (13{\cdot}41 + 1{\cdot}8)\ (156 + 2) + 156\ .\ 0{\cdot}82 = 891{\cdot}06 \text{ Mtr.}$$

Das Gewicht eines laufenden Meters einer Hängestange ist 5·4 Kil. Daher das Gewicht aller Hängestangen = 891·06 . 5·4 = 4811·7 Kil.

Dieß gibt auf den laufenden Meter 26 Kil.

4) Berechnung der Hängtaue.

Jedes Tau hat 1650 Drähte Nr. 18 mit 0·00301 Mtr. Durchmesser.

Die Last, welche auf die eine Hälfte der Brückenbahn auf einen Meter Länge kommt, ist:

für die Bahn selbst . .	550 Kil.
„ „ Taue	190 „
„ „ Hängeisen . . .	26 „
„ „ zufällige Last . .	620 „
	1386 Kil.

Nun hat man die größte Spannung an den Aufhängepunkten

$$T = \frac{p\,h}{2\,f} \sqrt{h^2 + 4\,f^2} \text{ also}$$

$$T = \frac{1386\ .\ 90}{2\ .\ 14} \sqrt{90{\cdot}8^2 + 4\ .\ 14^2} = 426987 \text{ Kil.}$$

Die beiden Taue auf einer Seite der Bahn haben einen Querschnitt von $3300 \times 7{\cdot}07 = 23331$ □Millim. Die absolute Festigkeit eines Drahts ist für einen □Millim. 75 Kil.; es ist also die Festigkeit der Taue $75 \,.\, 23331 =$ 1749825 Kil. und folglich $\frac{1749825}{426987} = 4{\cdot}09$fache Sicherheit.

Der Durchmesser der Taue wird aus der Formel (d) §. 148.

$$D = d \sqrt{\frac{4\,s - 1}{3}} \text{ gefunden,}$$

$d = 0{\cdot}00301$
$s = 1650$, daher $D = 0{\cdot}141$ Mtr. und $D' = 0{\cdot}141 \,.\, 1{\cdot}098 = 0{\cdot}155$ Mtr.

In der Wirklichkeit ist der Durchmesser 0·16 Mtr.

5) Bestimmung der provisorischen Pfeilhöhe der Taue.

Die Gleichung (j) des Anhangs §. 22. heißt

$$2\,c = 2\left\{l + \frac{1}{2}\,\frac{L\,Q}{E\,\Omega} + r + \frac{1}{3}\,(\alpha' - \alpha) - \varrho\right\}.$$

Nun hat man:

L = Taulänge von einer Verankerung zur andern = 334 Mtr.

Q die horizontale Spannung unter der ständigen Belastung $= \frac{p\,h^2}{2\,f}$

$$= \frac{740 \,.\, 90{\cdot}8^2}{2 \,.\, 14} = 217894 \text{ Kil.}$$

Ω der Querschnitt der beiden Taue auf einer Seite der Bahn $= 23331$ □Millim.

E der Elasticitätsmodul $= 24000$ Kil.

Dieß gibt für die Ausdehnung der Drähte

$$2\,\alpha = \frac{334 \,.\, 217894}{24000 \,.\, 23331} = 0{\cdot}12997 \text{ Mtr.}$$

und für die größte Belastung, wo

$$Q = \frac{(740 + 620)\; 90{\cdot}8^2}{2 \,.\, 14} = 400454 \text{ Kil.}$$

$2\,\alpha' = 0{\cdot}26058$, wobei jedoch bemerkt wird, daß wegen größerer Spannung der Drähte $E = 22000$ Kil. genommen wurde. Es ist also

$$\alpha' - \alpha = 0{\cdot}0653.$$

Die Verlängerung des Hängtaues in Folge der Verschiebung der Frictionsrollen findet man nach Gleichung (b)

$$\frac{2}{3}\,\frac{f^2}{h} = \frac{2}{3} \cdot \frac{14^2}{90{\cdot}8} = 1{\cdot}439$$

$$\left(\frac{a}{h}\right)^3 \frac{\text{Cos } w}{4} = \left(\frac{a}{h}\right)^3 \cdot \frac{a}{4\sqrt{a^2 + b^2}} = \left(\frac{48}{90{\cdot}8}\right)^3 \cdot \frac{48}{4\sqrt{48^2 + (16{\cdot}2)^2}}$$
$$= 0{\cdot}0349$$

$$1 - \frac{\sigma^2}{K^2} = 1 - \left(\frac{190}{740}\right)^2 = 0{\cdot}934, \text{ daher}$$

$$2\,r = 0{\cdot}09405.$$

Für die größte Belastung ist $K = 1360$ Kil. Daher

$$2r' = 0{\cdot}09858.$$

Die Verkürzung des Hängtaues in Folge der Wegnahme der provisorischen Stützen unter den Spanntauen findet man aus Gleichung (i) für $n = 3$, nämlich:

$$2\varrho = 2 \,.\, 1{\cdot}439 \left\{1 - \frac{\frac{0{\cdot}0349}{3^2}}{1 + 0{\cdot}0349}\right\} = 0{\cdot}08634.$$

Die halbe Länge des Hängtaues wurde früher $92{\cdot}24$ gefunden, man hat daher aus Gleichung (j)

$$2c = 2\,\{92{\cdot}24 + 0{\cdot}06498 + 0{\cdot}04703 + 0{\cdot}02177 - 0{\cdot}04317\}$$
$$= 2 \,.\, 92{\cdot}33 = 184{\cdot}66 \text{ Mtr.}$$

folglich der correspondirende Pfeil

$$F = \sqrt{\frac{3}{2}\, h\, (c - h)} = \sqrt{\frac{3}{2}\; 90{\cdot}8 \,.\, 1{\cdot}53} = 14{\cdot}33 \text{ Mtr.}$$

Die Senkung des Scheitels durch die Ausdehnung der Drähte und Verkürzung der Spanntaue wäre also $14{\cdot}33 - 14 = 0{\cdot}33$ und man müßte demnach den provisorischen Pfeil $= 14 - 0{\cdot}33 = 13{\cdot}67$ Mtr. annehmen.

Nun erhält man durch Substitution von $l' = 92{\cdot}155$ aus Gl. (f) in die Gleichung (e), in welcher für $f' = 13{\cdot}67$ Mtr. gesetzt wird, die provisorische Pfeilhöhe:

$$f_{(p)} = 92{\cdot}151 \sqrt{\frac{5 - \sqrt{55 - 30 \,.\, \frac{90{\cdot}8}{92{\cdot}155}}}{2}} = 13{\cdot}657 \text{ Mtr.}$$

Es ist daher der Pfeil abermals um $13{\cdot}67 - 13{\cdot}657 = 0{\cdot}013$ zu corrigiren, und der wirkliche provisorische Pfeil, d. h. der Pfeil der Taue bei der Aufhängung derselben muß $13{\cdot}67 - 0{\cdot}013 = 13{\cdot}66$ Mtr. sein.

Wenn in der Gleichung (j) der Werth von ϱ vernachlässigt wird, so erhält man statt $F = 14{\cdot}33$ Mtr.

$$F = \sqrt{\frac{3}{2} \,.\, 90{\cdot}8 \,.\, 1{\cdot}5487} = 14{\cdot}525 \text{ Mtr.}$$

also ein Unterschied von $14{\cdot}525 - 14{\cdot}33 = 0{\cdot}195$.

Dieser Unterschied ergibt sich auch direct aus Formel (h), denn man hat:

$$x = 14 \sqrt{\frac{1 + \frac{0{\cdot}03499}{3^2}}{1 + 0{\cdot}03499}} = 13{\cdot}79 \text{ Mtr.}$$

also $14 - 13{\cdot}79 = 0{\cdot}21$ Mtr.

Nachdem die Brückenbahn angehängt ist, ergibt sich:

$$2c = 2\,(l + \alpha + r - \varrho) = 2 \,.\, 92{\cdot}310,$$

woraus

$$F = \sqrt{\frac{3}{2} \,.\, 90{\cdot}8 \,.\, 1{\cdot}51} = 14{\cdot}33 \text{ Mtr.}$$

Der Krümmungspfeil ist daher bei der gleichförmig vertheilten Last der Bahn

$$13{\cdot}657 + (14{\cdot}33 - 14) = 13{\cdot}98$$

und wenn die größte Belastung dazu kommt:

$$2\,c = 2\,(l + \alpha' + r' - \varrho) = 2\ .\ 92{\cdot}37,$$

woher

$$F = \sqrt{\frac{3}{2}\ .\ 90{\cdot}8\ .\ 1{\cdot}57} = 14{\cdot}54 \text{ Mtr.}$$

Man hat also für den Pfeil des Taues:

$$13{\cdot}657 + (14{\cdot}54 - 14) = 14{\cdot}19 \text{ Mtr.}$$

Vergleicht man die berechneten Resultate mit den beobachteten, so ergibt sich:

Moment der Beobachtung.	Pfeilhöhe.	
	Beobachtet.	Berechnet.
Vor Wegnahme der Stützen .	13·68	13·66
Nach Wegnahme der Stützen .	13·48	13·465
Nach Anhängung der Bahn .	13·9	13·98
Während der Probe . . .	14·2	14·19
Nach der Probe	14·0	14·00

6) Die Bewegungen der Rollen auf den Pilonen wurden genau beobachtet und in eine Tabelle eingetragen, wie folgt:

Zeit der Beobachtung.	Bewegung.			
	Linkes Ufer.		Rechtes Ufer.	
	Aufwärts.	Abwärts.	Aufwärts.	Abwärts.
	Millim.	Millim.	Millim.	Millim.
Nachdem 1/3 der zufälligen Belastung aufgebracht war	2	4	5	3
Bei der ganzen zufälligen Belastung	25	32	30	23
Vor der Entlastung	25	32	30	23
Nach der Entlastung	5	1	5	—

§. 145.

Die Hauptangaben und Dimensionen mehrerer Drahtbrücken sind in folgender Zusammenstellung enthalten:

Bezeichnung der Brücken.	Spannweite.	Pfeil.	Verhältniß.	Anzahl der Taue auf jeder Seite.	Anzahl der Drähte in einem Taue.	Durchmesser der Drähte.	Durchmesser der Taue.	Sicherheits-Grad.
	Mtr.	Mtr.						
Freiburg in der Schweiz .	265·2	19·28	$\frac{1}{13·8}$	2	1056	0·00308	0·14	3·3
La Roche-Bernard . . .	198·2	15·2	$\frac{1}{13·04}$	2	1408	0·00333	0·17	4·7
Cubzac	109·0	12·0	$\frac{1}{9}$	6	202	0·004	—	—
Weeling	307·7	18·5	$\frac{1}{16·6}$	6	550	—	—	2
Niagara	231·5	13·6	$\frac{1}{17}$	2 starke 8 schwache	} zusammen 1767	—	—	—
Dto.	316·8	22·8	$\frac{1}{13·9}$	10	250	—	—	nicht ganz 2
Lorient	183·6	14·34	$\frac{1}{12·8}$	2	1650	0·00301	0·16	4·09

§. 146.

Verschiedenheiten in der Construction der Drahtbrücken.

a) Bezüglich der Anordnung der Hängtaue.

Vicat hat das System von Seguin bei seiner Brücke von Argentat ange-
mmen, wobei die Taue eine windschiefe Fläche bilden, deren Leitlinie bei den
ıflagerungen horizontal und in der Mitte der Brücke nahe vertikal ist; die
ingestangen sind abwechselnd an die Taue angehängt und bilden eine Reihe
n verschiedenen windschiefen Flächen.

Dieses System hat den Vortheil, daß sich die Gesammtlast auf alle Taue
rtheilt, dagegen den Nachtheil, daß eine vorübergehende Last nur von einem
er zwei Tauen aufgenommen wird und nicht von allen.

An anderen Brücken, insbesondere an der Präfecturbrücke zu Lyon, hat man
: 4 Taue auf einer Seite je 2 und 2 untereinander mit verschiedenen Pfeil-
hen aufgehängt, Fig. 13, 14 und 15, Taf. XXIX., so daß sie an den Pfeilern
ɛich hoch liegen.

Die Hängestangen sind abwechselnd einmal an den obern, das andere Mal
den untern Tauen aufgehängt. Diese Anordnung hat den Nachtheil, daß die
ingestangen vertikal sein müssen und die Auflagerung der Taue auf den Pfeilern
wieriger wird, wie bei dem Vicat'schen System.

Bei andern Brücken über die Saône zu Lyon hat man die Taue auf jeder
eite der Bahn in gleiche Höhe gelegt, Fig. 16, und die Sattelstücke, an
lchen die Hängestangen befestigt sind, über alle greifen lassen. Diese Anord-
ıng sieht sehr leicht aus, allein sie ist am wenigsten zweckmäßig, weil es sehr
wer, ja sogar fast unmöglich ist, den verschiedenen Tauen gleiche Spannung
er gleiche Pfeilhöhe zu geben, und folglich die Sattelstücke nicht gleichzeitig auf
en aufliegen, wie Fig. 17 zeigt.

Auch können bei dieser Anordnung die Hängestangen nicht in geneigter Lage
ıgebracht werden.

Um diese bezeichneten Mißstände zu beseitigen, haben manche Constructeure
ɛ Anordnung gewählt, wo die Taue alle in gleicher Höhe liegen, allein die
ängestangen abwechselnd an dem ersten und zweiten Taue, an dem zweiten und
itten, an dem dritten und vierten ɛc. angebracht sind. Diese Anordnung sieht
cht gut aus und erfordert eine große Anzahl langer Unterzüge.

Für den Fall, wenn die Taue in gleicher Höhe liegen, wäre die Anordnung
g. 18 am zweckmäßigsten, allein sie erfordert sehr viele Sattelstücke und ist
ıher kostspielig.

Die Disposition der Hängtaue an der Freiburger Drahtbrücke ist offenbar
ɛ einfachste, und wurde daher auch bei den Brücken bei Roche-Bernard und
rient, sowie bei mehreren andern Brücken neuerer Zeit beibehalten. Die starken
aue sind an und für sich steifer, wie die schwachen, und zeigen daher bei heftigen
indströmen nur schwache Ausbeugungen. Dazu kommt noch, daß die Hänge-
ıngen ebensogut in geneigter wie in vertikaler Lage angebracht werden können.

b) Bezüglich der Auflagerungen auf den Pfeilern.

Die Auflagerungen auf den Pfeilern sind verschieden, je nach der Construction der letztern. Sind die Pfeiler massiv aus Quadern, so gibt es nur zweierlei Anordnungen, entweder legt man die Taue über 3 gußeiserne Walzen oder Rollen, welche auf gußeisernen Platten ruhen, Fig. 5, Taf. XXIX., oder man läßt dieselben über ein Sattelstück gehen, Fig. 19, Taf. XXX., welches auf mehreren Rollen ruht, und sich also im Ganzen etwas auf einer Lagerplatte hin- uud herschieben kann. Diese letztere Anordnung ist weniger einfach wie die erstere und kommt daher auch weniger vor.

Sind die Pfeiler zwar massiv aus Quadern, jedoch verhältnißmäßig zu dem horizontalen Schub der Ketten schwach gehalten, oder bilden sie einzelne Pyramiden oder Säulen, dann liegen die Taue auf gußeisernen Pendeln, die ebenfalls auf einer Gußplatte ruhen und sich darauf hin und her bewegen können.

Bei der Brücke von Cubzac über die Dordogne, welche 28 Mtr. hohe gußeiserne Pfeiler hat, sieht man ebenfalls diese Anordnung, Fig. 22; hier sind noch zur Verhinderung einer zu schiefen Stellung der Pendel, beziehungsweise des Umsturzes der Pfeiler, sogenannte Spanntaue angebracht.

Sind endlich statt der massiven steinernen Pfeiler nur schlanke gußeiserne Säulen aufgestellt, welche sich um ihren Fußpunkt frei bewegen können, dann ist die Auflagerung der Taue einfach, wie Fig. 20 zeigt, oder auch in der Art, wie bei der Brücke von Conflans St. Honorine, Fig. 21, welche einen Mittelbogen von 77·5 Mtr. und 2 Seitenbogen von 37·85 Mtr. hat.

c) Bezüglich der Verankerungen.

Die Verankerungen müssen verschieden sein, je nach den localen Verhältnissen und der Beschaffenheit der Ufer.

Steht das Verankerungsmauerwerk auf einem festen Felsen, wie bei der Roche-Bernard-Brücke, dann führt man die Spanntaue am besten von einer Seite der Bahn in einen Schacht herab, durch einen horizontalen Stollen auf die andere Seite, und dann wieder durch einen zweiten Schacht hinauf. Schachte und Stollen werden ausgesprengt, und zwar mit solchen Dimensionen, daß jederzeit leicht eine Besichtigung oder Ausbesserung des Anstrichs der Taue vorgenommen werden kann.

Ist diese Anordnung nicht möglich oder der Felsen nicht von der Art, daß solche rathsam erscheint, dann kann die Verankerung in der Art vorgenommen werden, wie sie Chalay an der Freiburger Brücke in Ausführung brachte. Fig. 23, Taf. XXIX.

Diese Anordnung hat aber den Nachtheil, daß die Ankertaue nicht mehr beaufsichtigt werden können und daher wegen der nicht zu verhindernden Orydation nach und nach an Festigkeit verlieren.

Chalay hat zwar, um die Spanntaue vor Orydation zu bewahren, nach der Angabe von Vicat einen flüssigen Teig von fettem Kalk in die Seitencanäle eingelassen, so daß die Seile ganz damit umhüllt sind, allein es ist dieß, wie die Erfahrung bei dem Einsturz der Brücke zu Angers gelehrt hat, nicht

zuverlässig und hält die Orydation nicht vollkommen ab. Bei der Untersuchung der Veranferung der Brücke zu Angers bemerkte man, daß die Kalkmasse sich im Allgemeinen nicht an die Wände der Canäle anschloß; sie war geschwunden und es hatten sich dadurch nicht nur Risse nach der Länge der Wände, sondern auch Risse nach der Quere erzeugt, welche bis zu den Tauen hinein reichten; die Kalkmasse zeigte im Innern der Risse einen gelben Anstrich, der durch das hineingesickerte Wasser entstanden war. Man bemerkte auch unter anderm, daß die Kalkmasse an mehreren Stellen mit den Tauen nicht adhärirte, und daß sich, wahrscheinlich in Folge ihrer Fibration, um dieselben ein leerer Raum gebildet hatte. Endlich überzeugte man sich, daß die Kalkmasse nirgends in die Mitte der Taue eindrang, so daß diese allen die Orydation erzeugenden Ursachen ausgesetzt waren, die in Folge ihrer Lage unter dem Erdboden und in einem Terrain sind, wo das Mauerwerk bei dem wechselnden Wasserstand des Flusses periodischen Ueberschwemmungen ausgesetzt ist.

Wenn nicht geleugnet werden kann, daß ein einzelner Draht durch die Umhüllung mit fettem Kalk vor Orydation geschützt wird, so muß doch zugegeben werden, daß die Verhältnisse bei einem Drahttaue anders sind, indem es als ein Bündel von kleinen Kapillarröhrchen betrachtet werden kann, welche an ihren Enden Wasser und feuchte Luft einsaugen.

Alle Veranferungen, wo die Spanntaue in enge Canäle geführt sind, müssen daher als unsicher und unsolid verworfen werden.

Stehen die Widerlager einer Drahtbrücke nicht direct auf einem felsigen Abhange, sondern in einem Flußbette auf einem andern festen Boden, dann ist die Veranferung, wie die der Brücke von Lorient, die beste. Fig. 6 und 7, Taf XXIX. Die Ankertaue können hierbei auf dem Platze angefertigt werden; man kann leicht an alle Punkte der Veranferung gelangen und die nöthigen Reparaturen im Anstrich vornehmen; ein Herausreißen der Taue aus dem Mauerwerke ist nur dann möglich, wenn das ganze Widerlager weicht oder sich auf der Basis verschiebt; der Widerstand gegen eine solche Verschiebung ist aber bekanntlich sehr groß.

Nicht selten haben die Gebrüder Seguin bei Drahtbrücken in Frankreich die Veranferung in der Art gemacht, wie die Fig. 24 zeigt.

Es ist diese Anordnung eine ganz verwerfliche und unsichere, denn es sind nicht allein die Spanntaue der Orydation ausgesetzt, sondern auch dem nach aufwärts wirkenden Zug derselben wirkt ein zu geringer Theil des Mauerwerks entgegen.

§. 147.

Gränze der Spannweite für Drahtbrücken.

Wird ein Draht an seinen beiden Enden unter einem gegebenen Pfeile aufgehängt, so wird die Entfernung der Aufhängepunkte höchstens so groß sein können, daß der tangentiale Zug an diesen Punkten gleich der absoluten Festigkeit des Drahtes ist.

Bedeutet:

T den Zug an einem Aufhängepunkt,

Q die horizontale Spannung daselbst,

α den Aufhängewinkel,

h die halbe Spannweite,

f die Pfeilhöhe $= \frac{1}{m} h$,

p die gleichförmig verbreitete Last per laufenden Meter horizontal gemessen,

so hat man:

$$T = \frac{Q}{\operatorname{Cos} \alpha} \text{ und}$$

$$Q = \frac{p h^2}{2 f} = \frac{m p h}{2} \text{ also}$$

$$T = \frac{m p h}{2 \operatorname{Cos} \alpha}.$$

Ist der Widerstand eines Drahtes $= K$, so hat man

$$K = \frac{m p h}{2 \operatorname{Cos} \alpha} \text{ und}$$

$$h = \frac{2 K \operatorname{Cos} \alpha}{m p}. \tag{1}$$

Für eine Drahtbrücke bedeute noch:

n die Anzahl der gespannten Drähte;

$q n$ das Gewicht der Taue für den laufenden Meter, worin q das Gewicht eines Drahts für die Längeneinheit ist;

π das Gewicht der Bahn sammt zufälliger Belastung auf die Längeneinheit, so hat man:

$$K n = \frac{(\pi + q n) h^2}{2 \frac{h}{m} \operatorname{Cos} \alpha} \text{ und hieraus}$$

$$h = \frac{2 K n \,.\, \operatorname{Cos} \alpha}{m (\pi + q n)}. \tag{2}$$

Für $\pi = o$ folgt wieder:

$$h = \frac{2 K \operatorname{Cos} \alpha}{m q}.$$

Beispiel. Wie weit kann eine Drahtbrücke bei dreifacher Sicherheit gespannt werden, wenn 50000 Drähte von Nr. 18 zu den Tauen verwendet werden?

Hier hat man:

$q = 0{\cdot}05716$ Kil.

$K = 600$ Kil. und für dreifache Sicherheit $K = 200$ Kil.

$n = 50000$

für $m = 5$ ist $\operatorname{Cos} \alpha = 0{\cdot}961$

$\pi = 2300$ Kil.

Die Formel (2) gibt:

$$h = \frac{2 \,.\, 200 \,.\, 50000 \,.\, 0{\cdot}961}{5\,(2300 + 0{\cdot}05716 \,.\, 50000)} = 683 \text{ Mtr., also}$$

$$2\,h = 1366 \text{ Mtr.}$$

§. 148.

Bestimmung des Durchmessers eines Taues, welches von einer gegebenen Anzahl Drähte von gleicher Dicke gebildet wird.

In Fig. 20, Taf. **XXIX.**, sei:

d die Dicke eines Drahtes,
a die Anzahl Drähte des ersten Sechsecks,
n die Anzahl Sechsecke,
t die Anzahl Drähte des n^{ten} Sechsecks,
d der Unterschied in der Anzahl Drähte zweier aufeinander folgenden Polygone,
D der Durchmesser des Taues,

so sieht man sogleich, daß $a = 6$ und $d = 6$ ist, daß ferner $D = (2n + 1)\,d$ sein muß.

Die Anzahl der Drähte in den aufeinander folgenden Polygonen wächst nach arithmetischer Progression, daher hat man

$$t = a + (n - 1)\,d$$

und wenn s die Summe aller Drähte mit Ausnahme des mittlern bezeichnet

$$s = \frac{a + t}{2} \,.\, n$$

t eliminirt, $a = 6$, $d = 6$ gesetzt, gibt

$$n^2 + n = \frac{s}{3}$$

$$n = -\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{4\,s + 3}{12}}. \qquad \text{(a)}$$

Damit nun in (a) s die Summe aller Drähte inclusive des mittlern bedeutet, setzt man statt s, $s - 1$ und erhält:

$$n = -\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{4\,s - 1}{12}}. \qquad \text{(b)}$$

Nach dem Frühern ist aber auch

$$n = \frac{D - d}{2\,d}. \qquad \text{(c)}$$

Daher hat man die Gleichung:

$$\frac{D - d}{2\,d} = -\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{4\,s - 1}{12}} \text{ woher}$$

(d) $$D = d \sqrt{\frac{4\,s - 1}{3}}$$ und

(e) $$s = \frac{3\,D^2 + d^2}{4\,d^2}.$$

Da die Taue beinahe immer aus mehreren Strängen bestehen, so bestimmt man erst durch die Gleichung (d) den Durchmesser eines Stranges; alsdann wird dieselbe Formel noch einmal zur Berechnung der Taustärke benutzt, indem man für d den Durchmesser eines Stranges und für s die Anzahl der Stränge setzt.

Die absolute Festigkeit eines Eisendrahtes, Nr. 17 oder Nr. 18, ist durch viele Versuche von Le Blanc u. A. zu 75 Kil. per Quadratmillimeter festgesetzt worden.

Bei einer Drahtbrücke darf ein Draht höchstens mit 18 Kil. per Quadratmillimeter in Anspruch genommen werden.

Hieraus, sowie aus der Größe des Zuges an den Aufhängepunkten eines Taues, bestimmt sich die Anzahl Drähte.

Werden die Drähte nicht in einzelne Stränge abgetheilt, so gibt die Formel (d) einen zu kleinen Durchmesser für das Tau. Genauen Messungen von Ingenieur Leclerc zufolge ist der wirkliche Durchmesser alsdann 1·098 des berechneten, also

$$D' = 1{\cdot}098\,.\,D.$$

Beispiele. Für die Brücke bei Lorient wurden auf jeder Seite der Bahn 2 Taue aufgehängt, ein Tau erhielt 1650 Drähte Nr. 18 von 0·00301 Mtr. Durchmesser. Man hat also nach Gleichung (d)

$$D = 0{\cdot}003 \sqrt{\frac{4\,.\,1650 - 1}{3}}$$

$$D = 0{\cdot}141 \text{ Mtr., folglich}$$

$$D' = 1{\cdot}098\,.\,0{\cdot}141 = 0{\cdot}155 \text{ Mtr.}$$

statt 0·16 Mtr.

Für die Brücke Roche-Bernard hat man Taue angewendet, wovon jedes 16 Stränge erhielt; ein Strang hatte 88 Drähte Nr. 18 von 0·00333 Mtr. Durchmesser.

Die Formel (d) gibt die Stärke eines Stranges

$$D = 0{\cdot}00333 \sqrt{\frac{4\,.\,88 - 1}{3}}$$

$$D = 0{\cdot}03599 \text{ Mtr.}$$

Die Stärke eines Taues wird also

$$D = 0{\cdot}03599 \sqrt{\frac{4\,.\,16 - 1}{3}}$$

$$D = 0{\cdot}1652 \text{ Mtr. statt } 0{\cdot}17 \text{ Mtr.}$$

Gewicht der Drähte.

Der laufende Meter eines Drahtes Nr. 18 von 0·00301 Mtr. Durchmesser wiegt im Mittel 0·0551 Kil.

Von dem Draht Nr. 17 von 0·00288 Mtr. Durchmesser wiegt der laufende Meter durchschnittlich 0·04998 Kil.

3. Hängbrücken aus gewalztem Bandeisen.

§. 149.

Gegen Ende des Jahres 1834 baute Ingenieur Flachat einen Hängesteg zu Abainville, und verwendete zur Hängekette gewalzte Eisenstreifen, welche durch gußeiserne Klemmbüchsen zusammengehalten werden.

Die gewalzten Eisenstreifen sind dieselben, welche man als Reifen für Fässer und Tonnen gebraucht. Ihre Oberflächen sind glatt und glänzend, und die Beschaffenheit des, durch das Walzen zwischen sehr harten Cylindern auf einen so kleinen Querschnitt reducirten Eisens ist immer vorzüglicher, als die des gewöhnlichen. Etwaige Fehler lassen sich leicht schon an der Oberfläche erkennen. Die Dimensionen der Streifen sind:

2 bis 5 Millim. Dicke,
25 „ 100 „ Breite,
15 „ 18 Meter Länge.

Die Versuche, welche man mit solchen Eisenstreifen angestellt hat, haben ergeben, daß der □Millimeter einem Zuge von 14 Kil. mit voller Sicherheit ausgesetzt werden darf.

Die Taue werden durch Aufeinanderlegung mehrerer Streifen hergestellt. Diese Streifen können aber nicht so verbunden werden, wie dieß beim Drahte geschieht, sondern es muß eine eigenthümliche Zusammensetzungsart Anwendung finden. Alle Streifen eines Taues beginnen nämlich auf einer der Seiten des Taues, und endigen, indem sie dessen Achse unter einem spitzen Winkel durchschneiden, an der entgegengesetzten Seite; in einem gewissen Abstande vom Anfange des ersten Streifens beginnt dann der folgende, und läuft parallel mit dem ersten fort. Die Fig. 1, Taf. XXX., gibt ein Beispiel dieser Zusammensetzungsart. Es ist hier ein Tau von 4 Streifen und jeder derselben zu 4 Meter Länge angenommen. Das Ende eines jeden Streifens muß demnach, wenn eine gleichförmige Dicke des Taues entstehen soll, von dem gleichnamigen Ende des zunächst daranliegenden Streifens um 1 Mtr. entfernt sein und zugleich an der einen Fläche des Taues ein Streifen anfangen, während an der andern ein solcher endiget. Diese Stelle, welche Bundstelle heißt, erfordert jedesmal einen Bund oder eine Klemmbüchse, die dazu dient, die erwähnten 2 Enden der Streifen zu umfassen und ihrem Zuge zu widerstehen und nächstdem das ganze Tau so fest zu halten, daß in Folge der Pressung die einzelnen Streifen ebenso unverrückbar werden, als durch die Befestigung ihrer Enden. An jedem Ende eines Taues wird eine Schlinge gebildet.

Obwohl die mit solchen Tauen gemachten Erfahrungen günstige Resultate lieferten, kam es doch erst im Jahre 1840 dazu, daß man eine größere Brücke nach diesem System in Ausführung brachte. Es war dieß die Brücke von Suresnes bei Paris. Taf. XXX., Fig. 2.

Die ganze zu übersetzende Weite zwischen den Widerlagern beträgt 150 Mtr. Die 2 Pfeiler im Flusse stehen 63 Mtr. von Mitte zu Mitte entfernt, und der Pfeil des Mittelbogens ist 6·3 Mtr. Die von den Pfeilern nach dem Ufer gespannten Taue bilden in der Hauptform einen halben Bogen von 34 Mtr. Halbsehne mit einem Pfeil von 7·8 Mtr. Die ganze Entfernung jedoch vom Auflagspunkte am Ufer bis zu jenem auf dem Pfeiler beträgt 45·5 Mtr.

Die Breite der Fahrbahn beträgt 5 Mtr.

Die 2 Trottoirs haben zusammen 1·66 Mtr.

Ein jedes Brückenfeld hat seine eigenen Taue; sie hängen unmittelbar am Mauerwerk, indem sie über die Köpfe der Pfeiler hinweggehend im Fuße des Pfeilermauerwerks 1 Meter hoch über dem Niederwasser befestigt sind. Die Pfeiler müssen also dem Bestreben des Umsturzes widerstehen, das aus der Belastung eines einzelnen Feldes entsteht.

Nach der Bestimmung, daß jedem □Millimeter des Eisenquerschnitts 14 Kil. aufzubürden seien, entfiele für jedes Tau des Mittelfeldes ein Querschnitt von . . . . 6530 Quadratmillimeter.
für jedes Tau der Uferfelder . . . . 6084 „

Der wirkliche Querschnitt der Taue ist in dem
Mittelfelde 0·081 × 0·083 Mtr. = ... 6723 „
In den Uferfeldern 0·081 × 0·077 Mtr. = . . 6237 „

Jedes Tau ist aus 20 Streifen von 0·081 Mtr. Breite zusammengesetzt. Die mittlere Dicke derselben ist:

Für die Mitteltaue . . . . 0·00415 Mtr.
„ Ufertaue . . . . . 0·00383 „

Die Länge der Streifen ist 14 bis 15 Mtr. und entspricht den Entfernungen von 10 Bundstellen, die wegen der Hängestangen, welche die 1·4 Mtr. auseinander liegenden Unterzüge tragen, horizontal gemessen, gleich weit von einander entfernt sind. An jede Büchse eines Bundes wurden 2 anfangende und 2 endigende Streifen befestigt.

Die hier angewandten gußeisernen Klemmbüchsen sind durch die Fig. 3 bis 8 in den verschiedenen Ansichten dargestellt.

Die Anordnung der Ketten, ihre vereinzelte Aufhängung zwischen je 2 Pfeilern, die Befestigungsart der Hängestangen und die Construction des Geländers, das aus zusammengeschraubten, die Hängestangen zwischen sich fassenden Bohlen besteht, Fig. 9, haben veranlaßt, daß jede Kette in einer vertikalen Ebene gelassen wurde, und es mußte zu diesem Zwecke das Mittelfeld um 0·14 Mtr. verbreitert werden. Um die beiden über die Pfeiler gehenden Taue einander möglichst zu nähern und um ihre für sie selbst sowohl als für das Mauerwerk nöthige Beweglichkeit zu erleichtern, sind sie in ihrer Rundung ohne Klemmbüchsen geblieben und jedes Tau hat zur Unterlage auf dem cylindrischen Pfeilerkopfe

9 gußeiserne Rollen, welche auf Schienen ruhen, die auf einer gemeinschaftlichen Sohle von Eisenblech vernietet sind. Fig. 10 und 10ª.

Das Auflager des Taues auf den Uferpfeilern ist auf eine ähnliche Art hergestellt. Fig. 11.

Die Schlingen am Ende der Taue bestehen aus 36, statt wie die Taue selbst aus 20 Eisenstreifen. Von diesen endigen 16 im Innern des Taues, und nur 4 sind um die letzte Büchse gebogen. Fig. 12.

Die Befestigung des Taues geschieht durch eine 0·08 Mtr. starke mit Nerven versehene gußeiserne Platte, welche ein viereckiges Loch zum Durchstecken des Taues hat. Das Tau wird daran durch mehrere Keile festgehalten.

Die Zusammensetzung der Streifen zur Herstellung eines Taues geschah gleich in der definitiven Form, die dieses Tau haben sollte. Man bildete sich zu diesem Behufe aus den zu den Unterzügen der Brücke bestimmten Hölzern die erforderlichen Unterlager. Fig. 13. Auf jedem Unterlagsbalken befestigte man, wie Fig. 13ª zeigt, einen Kloß, der einen 0·12 Mtr. breiten Einschnitt hatte. Die eine Seite des Einschnitts war genau in die Linie gelegt, welche die Außenseite des Taues bezeichnete. In diese Einschnitte wurden dann die vorher gehörig zugerichteten Eisenstreifen eingelegt, und wenn die volle Zahl beisammen war, mit Holzkeilen provisorisch aneinander gedrückt. Beiderseits von jenen Punkten, wo eine Klemmbüchse angebracht werden sollte, legte man zuvor Keilzwingen, Fig. 14, an, um die Streifen vollkommen aneinander zu pressen; und gleiche Zwingen wurden auch in die Zwischenweiten gesetzt, um alle Streifen gleichmäßig zu strecken. Fig. 15. Nach dieser Vorbereitung wurden die Büchsen angelegt, provisorisch verbolzt und die umgebogenen Eisenstreifen gehörig verschraubt, worauf die Keilzwingen weggenommen und an den folgenden Stellen angesetzt wurden.

In 4 Tagen konnte man so ein 100 Meter langes Tau mit 10 bis 11 Arbeitern fertig bringen.

Das Gewicht eines Taues von 100 Meter betrug ungefähr 6600 Kil. Der Transport des Taues geschah, indem man dasselbe auf die Achsen von 17 Räderpaaren befestigte, die sich in Entfernungen von 6 bis 7 Meter befanden. Fünfzehn bis zwanzig Mann waren für die Leitung des Wagens nöthig. Indem das Tau so lag, daß seine einzelnen Eisenstreifen auf ihrer schmalen Kante standen, konnte es sich zwischen den Achsen vollkommen tragen, gestattete aber zugleich ohne besondere Anstrengung der Streifen horizontale Biegungen bis zu Krümmungen von 8 bis 10 Mtr. Halbmesser.

Jedes Tau wurde auf eine Reihe von aneinander befestigten Kähnen eingeschifft, und so an den zu seiner Befestigung geeigneten Platz gebracht.

Die Ufertaue mußten zuerst eingehängt werden, weil ihr Auflager auf den Pfeilern sich innerhalb desjenigen der Taue des Mittelfeldes befindet. Jeder Pfeiler war mit einem verschiedenartigen Gerüste versehen. Auf einem der Pfeiler stand die durch Fig. 16 dargestellte Rüstung, welche das Tau fast senkrecht in die Höhe zu heben bestimmt war. Das andere Gerüst, Fig. 17, diente nur zum Stützpunkte für die Zugseile, und war zu diesem Zwecke mit 2 starken Rollen versehen. Die Winden standen in Kähnen.

Nachdem das Tau aufgezogen und frei eingehängt war, zeigten sich viele Streifen in Folge der damit vorgenommenen Bewegungen zwischen den Klemmbüchsen aufgebaucht. Bei Einhängung der Bahn verminderte sich aber diese Erscheinung sehr, und unter der Probelast verlor sie sich gänzlich, so daß das Tau nun einer langen dichten Barre gleicht.

Obgleich man im Allgemeinen nicht Ursache hatte, mit den gußeisernen Klemmbüchsen unzufrieden zu sein, so läßt sich doch nicht leugnen, daß schmiedeiserne Klemmbüchsen wegen ihrer größern Sicherheit und Dauer zweckmäßiger sind. Eine solche Klemmbüchse ist durch die Fig. 18 dargestellt. Sie besteht aus gewöhnlichem Bandeisen, welches warm $2\frac{1}{4}$ oder $3\frac{1}{4}$mal um das Bündel gelegt und dann mit einem oder zwei Schraubenbolzen an den Seiten, wo sich die Enden befinden, zusammengehalten ist; diejenigen Eisenstreifen, welche an den Büchsen endigen, werden um den Bundring herumgebogen und durch 2 kleine Bolzen befestigt, die nur bis an das Tau durchgehen.

§. 150.
Vergleichung der 3 Systeme von Hängbrücken.

Die Ketten der Kettenbrücken sind am wenigsten der Oxydation ausgesetzt und es läßt sich daher annehmen, daß sie bei einiger Vorsicht in der Unterhaltung eine unbegränzte Dauer haben.

Der Eisendraht der Drahttaue hat zwar bei gleichem Querschnitte mit Barreneisen ein größeres Tragvermögen und die Drahttaue sind daher wohlfeiler, leichter und haben keine Verbindungsglieder und Bolzen nöthig, allein die Besorgniß wegen der Oxydation und der damit verbundenen Verringerung der Tragkraft, sowie der Umstand, daß es fast unmöglich ist, den Drähten der Taue vollkommen gleiche Spannung zu geben, begründen die Annahme, daß die Kettenbrücken hinsichtlich der Solidität und Dauerhaftigkeit dem System der Drahtbrücken vorzuziehen sind.

Die Taue aus gewalzten Eisenstreifen bilden ein eigenes Constructionssystem, von dem man wohl nach folgender Auseinandersetzung anzunehmen berechtigt ist, daß es die Vortheile der beiden ältern Systeme der Ketten- und Drahtbrücken zum Theil in sich vereinigt, welches aber im Allgemeinen noch zu neu und zu wenig durch die Erfahrung geprüft ist, als daß ein bestimmtes Urtheil hinsichtlich der Solidität und Dauerhaftigkeit des Systems ausgesprochen werden könnte.

Gewichtsvergleichung der Ketten.

Bei den Ketten aus Eisenbarren ergibt sich außer der Schwere, die aus ihrem eigenen Querschnitt hervorgeht, auch noch wegen der Uebergreifungen und Verstärkungen, und für die zur Zusammensetzung nöthigen Bolzen ein bedeutendes Uebergewicht. D[illegible] [illegible] 25 bis 30 Procent heraus und kann im Mittel [illegible] [illegible].

[illegible] Barren wechselt zwischen 30 und 45 [illegible], welches man als Probelast

ufzulegen pflegt, beträgt 10 bis 15 Kil.; von Seite der französischen Behörden
nd 12 Kil. per Quadratmillimeter bestimmt.

Für die aus gewalzten Streifen hergestellten Taue läßt sich wegen der
Klemmbüchsen ein Achtel des Gewichtes Zuschlag berechnen. Die absolute Festig-
eit der gewalzten Streifen kann wenigstens eben so groß angenommen werden,
ls jene des Eisens in Barren; sie ist aber unzweifelhaft größer, und es kann
ie größte Belastung für einen Quadratmillimeter zu 14 Kil. festgesetzt werden.

Bei den Drahttauen ist das Zuschlagegewicht ganz unbedeutend; die absolute
Festigkeit des Drahts Nr. 17, 18 und 19, das ist von einem Durchmesser von
r0025 — 0·0035 Mtr., ist gleich 60 bis 80 Kil. per Quadratmillimeter; also
m Mittel 70 Kil. Die diesem Drahte aufgelegte Last pflegt 15 bis 25 Kil.
der im Mittel 18 Kil. per Quadratmillimeter zu betragen, wobei schon auf
ie mögliche Verminderung der Festigkeit des vom Roste angegriffenen Drahts
nd auf die Kraft-Verringerung der zu Bündeln vereinigten Drähte Rücksicht
enommen ist.

Stellt man diese Angaben zusammen, so verhalten sich bei den verschiedenen
Systemen die Gewichte der Taue für gleiche Tragfähigkeit in nachstehender Weise:

Das Drahttau,	mit Belastung von 18 Kil.	per Quadratmillimeter		100
Das Tau aus Walzstreifen,	„ „ 14	„	„	146
Die Ketten aus Barreneisen,	„ „ 12	„	„	195

Oberfläche und Volumen der Taue.

Die Oberfläche einer Masse ist um so größer im Verhältniß zu ihrem Volu-
men, je kleiner die Dimensionen der Theile sind, in welche sie zerfällt; sonach
werden 100 Kil. Eisen stets verschieden große Oberflächen der Einwirkung des
Rostes darbieten, je nachdem sie als Barren, als Walzstreifen oder als Draht
verwendet sind. Stellt man die Daten von mehreren Brücken zusammen, so
rhält man im Mittel für 100 Kil. Eisen:

Bei Ketten aus Barren . .	1·1	Quadratmeter	Oberfläche.
„ Tauen aus Walzstreifen .	8	„	„
„ Drahttauen	40	„	„

Kostenvergleichung der 3 Systeme.

In Beziehung auf die Kosten, welche die verschiedenen Hängesysteme in
nspruch nehmen, lassen sich sehr schwer bestimmte Angaben machen; sie wechseln
it den Localitäten, der Qualität des Materials und der mehr oder minder
rgfältigen Arbeit. Das Material hat ungefähr folgende Preise:

100 Kil.	Barreneisen	50	Francs.
„	Walzstreifen	60	„
„	Draht Nr. 18	90	„

Um einen Vergleich anstellen zu können, muß man das Verhältniß der für
ie gleiche Tragfähigkeit bei den verschiedenen Materialien erforderlichen Quer-
nitte in Anschlag bringen. Hiernach sind für ein gleiches Bedürfniß die Kosten
s Materials:

Eisenbarren	$50 \times 1{\cdot}95$	$= 97{\cdot}5$	Francs.
Walzstreifen	$60 \times 1{\cdot}46$	$= 87{\cdot}6$	"
Draht	$90 \times 1{\cdot}00$	$= 90{\cdot}0$	"

Hieraus geht hervor:

1) daß die Hängbrücken mit Walzeisenstreifen die billigsten sind;
2) daß sie eine größere Dauer wie die Drahtbrücken versprechen;
3) daß aber die Kettenbrücken in Bezug auf Solidität und Dauer den beiden andern Hängbrücken-Systemen vorzuziehen sind.

Siebenter Abschnitt.

Bau der Nothbrücken im Felde.

Bau der Nothbrücken im Felde.

§. 151.

Die Brücken, welche durch die Pionniers im Felde geschlagen werden, sind ganz eigener Art und unterscheiden sich im Wesentlichen von den permanenten Brücken gewöhnlicher Construction dadurch, daß sie aus mehreren kleinern Theilen bestehen, die einmal leicht auf Wagen transportirt und sodann an Ort und Stelle mit wenig Mühe und in möglichst kurzer Zeit zu einem Ganzen vereinigt werden können.

Fast bei allen Armeekorps hat man zweierlei Brücken, nämlich Bockbrücken und Pontonbrücken. Der ganze Brückenzug besteht immer aus einer gewissen Zahl von Brückenequipagen, und jede Brückenequipage enthält, z. B. im achten deutschen Armeekorps, das Geräthe zu einer Brücke von 53·1 Mtr. Länge und normalmäßiger Breite.

Das zu einer solchen Brücke erforderliche Geräthe ist auf 12 Wagen, nämlich 8 Balkenwagen und 4 Bockwagen gleichmäßig vertheilt.

Das Material einer Brückenequipage zerfällt im Allgemeinen:

1) In das Brückengeräthe, oder die Bestandtheile, welche zur unmittelbaren Herstellung der Brücke erforderlich sind.
2) In die Brückenwagen zur Fortschaffung des Brückengeräthes.
3) In die Werkzeuge zur Reparatur und Anfertigung des abgenützten oder verbrauchten Materials, vorzüglich aber zur Herstellung von Noth- und halbpermanenten Brücken mit dem an Ort und Stelle aufgefundenen Holze.
4) In einen Vorrath fertiger Eisentheile, Roheisen und sonstiger Materialien.

Das Brückengeräthe zerfällt im Allgemeinen in das Geräthe für die Brückenunterlagen, und in das für die Brückendecke. Die Brückenunterlagen sind stehende und schwimmende. Zu den ersteren gehören die Böcke, zu den letztern die Pontons.

§. 152.

Der Brückenbock besteht aus der Bockschwelle, den Füßen, den Vorsteckscheiben und den Hängketten.

Durch die in den Köpfen der Bockschwelle, Fig. 1, Taf. XXXI., der Länge nach geneigt eingeschnittenen Coulissen a werden die Füße eingeschoben. Die Zugbänder b dienen zur Verstärkung der Köpfe, die Tragringe c zur Aufnahme der Hängketten, und der an einem Kettchen befestigte Vorsteckbolzen d zur Verbindung der Kette mit dem Tragringe. Die auf der obern Fläche der Bockschwelle eingebrannten Theilstriche e bezeichnen die Stellen für die Auflage der Balken der Brückendecke.

Die Füße, Fig. 2, 3, 4, 5, sind von vier verschiedenen Längen, 2·5 bis 6 Mtr., und heißen hiernach Füße Nr. 1, Nr. 2, Nr. 3 und Nr. 4; sie haben mit Ausnahme der Füße Nr. 2 gleiche Querschnitte. Das untere Ende eines Fußes, die Fußspitze, ist mit einem eisernen Schuh a, das obere Ende oder der Kopf b mit einem Ringe c, und mit einem Schlagnagel d versehen. Das in der Fußspitze angebrachte Loch l dient zur Aufnahme des Bolzens der Vorsteckscheibe.

Die Füße Nr. 1 und 2 werden einfach, die Füße Nr. 3 und 4 doppelt angewendet; zur Ausfüllung des leeren Raums, welcher in den Coulissen der Bockschwelle bei Anwendung der ersteren Füße entsteht, dienen die Beifüße, Fig. 6.

Die Einbaukeile, Fig. 7, dienen zur Aufhebung des Spielraums in den Coulissen.

Die Vorsteckscheiben, Fig. 8, 9, werden mit ihren Coulissen an die Spitzen der Füße gesteckt und haben zum Zweck, bei lockerem Boden das Einsinken der Füße möglichst zu verhindern; sie sind von zweierlei Größen, um sie je nach Beschaffenheit des Bodens verwenden zu können. a ist die vordere, b die hintere Coulisse, d der an dem Kettchen c befestigte Vorsteckbolzen zum Festhalten der Vorsteckscheibe an der Fußspitze.

Die Hängkette Fig. 10 dient hauptsächlich zur Verbindung der Füße mit der Bockschwelle; sie wird mit den obern Ringen a und b auf die Köpfe der Füße eingehängt und mit dem untern Ende durch den Tragring der Bockschwelle gezogen und dann mittelst des Vorsteckers festgehalten.

Die Landschwellen, Fig. 11, dienen hauptsächlich als Brückenunterlagen auf beiden Ufern oder auf trockenen erhabenen Stellen, welche von der Brücke berührt werden, und zur Ausrüstung der Pontons als Brückenunterlagen; sie finden aber außerdem noch vielseitige Anwendung. Mittelst der Kämme a können sie wie die Balken eingekantet werden. Die auf den beiden breiten Seiten eingebrannten Theilstriche b bezeichnen die Stellen für die Auflage der Balken, wie bei der Bockschwelle.

Zur Befestigung der Landschwelle auf dem Ufer dienen die Pflöcke, Fig. 12, welche mit Schlägeln, Fig. 13, in den Boden eingetrieben werden.

Im Nothfalle, oder um die Brückendecke zum Heben und Senken einzurichten, können Böcke aus Landschwellen und Winden, Fig. 14, 15, gebildet werden; zur Feststellung der letztern dienen die Windengestelle Fig. 16. Die Winden mit ihren Gestellen werden auch zum Aufstellen der Böcke auf bedeutende Höhe über dem Wasser mittelst der Pontons verwendet, wozu die Einschnitte a und die Hackenstangen b angebracht sind, um die Windengestelle in den Pontons festzustellen.

§. 153.

Die schwimmenden Unterlagen oder Pontons bestehen aus Pontonschnabelstücken, Fig. 17, und Pontonmittelstücken, Fig. 18, und werden je nach Bedarf und der beabsichtigten Verwendung aus 2 oder mehreren solcher Stücke zusammengesetzt. Die einzelnen Theile der Pontonstücke haben folgende Benennungen: a der Boden, b die Seitenwände, der obere Theil derselben, die Borde, c die Querwände, d der Schnabel, e der Ankerriegel, f, g, h die Rippen. Die Ausschnitte i an den untern Enden der Rippen heißen Rinnlöcher. Die Schnürlatten k dienen zum Anschnüren der auf die Borde gelegten Geräthschaften; die Ankerleisten k' zur Befestigung des Wind-Ankertaues an den Ponton. Die Kegel l, die Ringe m und die Vorstecker n sowie die Bolzen t mit den Schließen u dienen zur Verbindung der Pontonstücke, die Pontonringe o und p zur Befestigung der Pontons auf die Wagen, und zum Anbinden der Ziehleinen; q sind die Bordlöcher zur Aufnahme der Rudergabeln; w die Löcher für die Verbindungsbolzen; r die Scharnierbänder und s die Scharnierbolzen zur Befestigung der Unterlagsklötze auf die Querwand. Zu den Pontons gehören noch: die Ruder, die Rudergabeln die Bootshacken und Stacken zum Schiffen; ferner die Anker, Ankertaue, Ziehleinen, Möhrseile, Ankerröbel; die Unterlagsriegel, Fig. 19, die kurzen Riegel, Fig. 20. Die Unterlagsklötze, Fig. 21, und die Landschwellen zur Ausrüstung der Pontons als Unterlagen.

§. 154.

Die Brückendecke besteht aus Balken, Fig. 22, welche von einer Unterlage zur andern reichen und dieselben verbinden, und aus Dielen, Fig. 23, welche quer auf die Balken gelegt werden. Zur Befestigung der Dielen auf die Balken werden Füße und dergl., sodann Halbdielen, Fig. 24, und Schnürleinen, Fig. 25, verwendet. Zur gehörigen Verbindung der Balken mit den Unterlagen, und dieser unter sich, sind die Balken mit den Kämmen a versehen; die Balkenringe b dienen zur Handhabung des Balkens.

Die an den Enden der Dielen befindlichen Einschnitte a sind zum Behufe des Schnürens der Brückendecke angebracht.

Mit diesem beschriebenen Brückengeräthe werden nun in der Regel dreierlei Brücken geschlagen:

1) Brücken mit Böcken;
2) Brücken mit Pontons, und
...cken mit Böcken und Pontons.

§. 155.

Brücke mit Böcken.

...er Böcke im Wasser geschieht normalmäßig mittelst 2 zwei... ...schine verbundenen Pontons, Einbaumaschine genannt. ...Fig. 26, 27 und 28, wird am Ufer zusammengesetzt und

in die Brückenlinie eingeführt; sie befindet sich so nahe als möglich an dem Ufer. Zur Verbindung der beiden Pontons der Einbaumaschine werden 5 Balken, mit den Kämmen abwärts, senkrecht so auf beide Borde gelegt, daß 3 davon [Verbindungsbalken] a, b, c mit ihren vorderen Enden über die äußere Wand des äußern Pontons um $^3/_4$ Mtr. vorstehen, die 2 übrigen (Hebbalken) d und e dagegen in diese genannte Wand eingekantet werden können und über die gegen das Ufer gekehrte Wand des ersten Pontons etwas vorstehen. Alle 5 Balken werden mit Leinen an die Schnürlatten befestigt. Zum Auftritte für die Arbeiter dienen die beiden Dielen h und i.

Sofort wird die erste Bockschwelle auf die Hebbalken d und e gelegt, mit ihren Enden zu beiden Seiten der Hebbalken gleich weit vorstehend, und es werden die Füße aus der der Wassertiefe entsprechenden Gattung durch die Coulissen der Bockschwelle so weit vorgeschoben, daß bei dem spätern Aufrichten des Bockes die Vorsteckscheiben kaum den Wasserspiegel berühren. Es werden sofort die Vorsteckscheiben aufgesteckt und zwar mit den Spitzen stromaufwärts gerichtet und die Hängketten auf die Köpfe der Füße eingehängt. Ist dieß so weit vollendet, so wird der Bock aufgerichtet und es werden die Balken der ersten Brückenöffnung in die Bockschwelle eingekantet, um damit die ganze Einbaumaschine so weit in den Fluß hineinschieben zu können, daß auch die hintern Balkenenden auf die Landschwelle eingekantet werden können. Demnächst werden nun die Füße auf den Grund des Wassers eingesetzt, mit Schlägel eingetrieben, und sodann die Enden der Hängketten durch die Tragringe gezogen und festgemacht.

Nachdem die Einbaumaschine wieder frei gemacht ist, schreitet man an das Einbauen des zweiten Bockes und es werden die Geräthe dazu auf der nun mit den Dielen belegten Brücke vorgetragen; der Bock wird auf der Einbaumaschine zusammengesetzt, aufgerichtet und mit den Balken des zweiten Brückengliedes auf seine Stelle in die Brückenlinie geschoben; hierauf werden die Füße gesetzt und die Maschine wird wieder freigemacht, wie bei dem ersten Bocke. Auf gleiche Weise wird auch der dritte und jeder folgende Bock eingesetzt.

Zum Einbauen der 3 ersten Böcke kann die Einbaumaschine an Ziehleinen, welche an das Ufer gehen, gehalten werden, für die folgenden aber muß dieselbe an Anker gelegt werden.

§. 156.

Brücke mit Pontons.

Jeder Ponton erhält als Ausrüstung eine Landschwelle, 2 Unterlagsriegel, 1 Unterlagsklotz und 2 Schnürleinen, Fig. 29 und 30. Das erforderliche Geräthe zum Verankern bestimmt sich nach der Art, wie ein Ponton in der Brücke festgestellt werden soll. Wenn alle Pontons so ausgerüstet sind, werden sie nach der Reihe, von stromauf- nach stromabwärts an dem Ufer geordnet und so aufgestellt, daß die mit Anker versehenen Pontons bei oder oberhalb der Ankerlinie, und die übrigen Pontons unterhalb des Brückenortes zu stehen kommen.

Um nun ein Ponton als erste oder zweite Unterlage einzubauen, Fig. 31, wird er in die Brückenlinie eingeführt und parallel mit dem Ufer gestellt. Die in

dem Ponton stehenden Arbeiter fassen die herbeigetragenen Balken und kanten sie in die entsprechenden Eintheilungen auf die Landschwelle des Pontons ein. Ist dieß geschehen, so wird der Ponton so weit vorgeschoben, daß auch die hintern Balkenenden in die Landschwelle des Ufers eingekantet werden können. Mittelst der Ziehleinen wird dem Ponton die richtige Stellung gegeben, ehe sie an die am Ufer eingeschlagenen Pflöcke festgebunden werden.

Hat der Ponton einen Anker, so kommt es darauf an, diesen gut in die Ankerlinie zu werfen. Dieß geschieht jedesmal bei dem Einbaue eines Ponton zuerst und man läßt alsdann den letztern an dem Ankertaue abwärts treiben und an die letzte Unterlage, an welche er sich anreihen soll, anlegen, um die Unterlagsriegel und die Landschwelle auflegen und anschnüren zu können. Bei den folgenden Verrichtungen ist das Verfahren des schon oben erwähnte.

Bei den Brücken mit Böcken und Pontons wird das gleiche Verfahren eingehalten, wie es in obigem §. angegeben wurde.

Wenn indeß in einer Brücke nur wenige Böcke nacheinander einzubauen sind, oder auch bei Mangel an Mannschaft zur Bedienung einer Einbaumaschine, oder wenn es an einem zweiten Ponton gebricht, wird das Einbauen der Böcke mittelst eines Pontons allein bewerkstelligt.

§. 157.

Außer den angeführten Bock- und Pontonbrücken kommen im Felde noch andere Brücken vor, als z. B. Faß-, Wagen-, Häng- oder Seilbrücken und Brücken mit Sprengwerken. Die Construction einer einfachen Sprengwerkbrücke ist aus den Fig. 32 und 33 ersichtlich. Mit diesem Sprengwerke kann eine Spannweite von 11 1/3 Mtr. erreicht werden; es sind dabei die obern Kreuzungspunkte der Balken über den Enden derselben auf den Ufern 2 1/3 Mtr. Die Brückendecke kann so angeordnet werden, daß sie unmittelbar auf dem Sprengwerke aufliegt, oder auch dasselbe bis zu 2 1/2 Mtr. erhöht, wie es die punktirten Linien andeuten.

Die Brücke kann, je nach Beschaffenheit der zu überbrückenden Stelle, aus 2 Gliedern bestehen, welche wie v in der Mitte des Sprengwerks auf der Bockschwelle t, und auf den Ufern auf normalmäßig gelegten Landschwellen wie w aufliegen; oder sie kann aus mehr Gliedern bestehen und rampenartig wie x auf einer oder auf beiden Seiten nach dem Ufer führen, oder das Sprengwerk überhöhen wie y*).

---

*) Näheres hierüber sehe man:
In Birago, Untersuchungen über die europäischen Militärbrückentrains und Versuch einer verbesserten, allen Forderungen entsprechenden Militärbrückeneinrichtung. Wien, 1839. Sodann
In der Vorschrift für den Pionnirdienst im achten deutschen Armeekorps. 3. Theil. Brückenarbeiten. 1852.

Anhang.

Anhang.

§. 1.

Theorie der Fachwerkbrücken.

(Von Culmann.)

sei Fig. 32, Taf. XV., die Hälfte einer Fachwerkbrücke, welche mit einem Ende
mit dem Widerlager verbunden und am andern Ende mit einem Gewichte P
tet wird. In der Figur sind alle diejenigen Constructionstheile, deren ab-
e Festigkeit in Anspruch genommen wird, und die aus Schmiedeisen oder höl-
n Hängsäulen hergestellt werden können, durch einen feinen Strich dargestellt;
nigen Theile aber, deren rückwirkende Festigkeit in Anspruch genommen wird,
die demnach von Gußeisen oder aus hölzernen Streben und Pfosten gebildet
en müssen, sind durch 2 Striche angedeutet.

Es sei:

- x die Abscisse irgend eines Punktes auf dem obern Streckbaume E; als Anfangspunkt der Coordinaten wird der Punkt B angenommen;
- $d = EG = FH = IE$ die Länge irgend eines Faches; hier werden alle Fächer gleich lang vorausgesetzt;
- $s = EF = EK$ die Länge einer Strebe;
- $z = EH$ die Länge eines Zugbandes;
- d' und d'' die Projectionen von z und s auf die Streckbäume oder auf die Achse der x; man hat immer $d' + d'' = d$;
- h die senkrechte Entfernung der Streckbäume von einander;
- r die senkrechte Entfernung der Zugbänder von einander;
- q die senkrechte Entfernung der Streben von einander;
- $M_{(x)}$ das Moment aller Kräfte, welche auf einer Seite des Punktes wirken, dessen Abscisse x ist, in Bezug auf diesen Punkt selbst. Andere Momente werden entsprechend mit $M_{(x+d'')}$, $M_{(x-d')}$ bezeichnet werden;
- $Q_{(x)}$ die Kraft, womit die obern Streckbäume gespannt, oder die untern gepreßt werden, indem beide Kräfte gleich angenommen werden können;
- $S_{(x)}$ der Druck, dem die Streben, und
- $Z_{(x)}$ die Spannung, der die Zugbänder ausgesetzt sind.

In Bezug auf die Angriffspunkte aller dieser Kräfte wird angenommen, daß derselbe jedesmal in dem Schwerpunkte des betreffenden Constructionstheils liege, indem von der Stärke dieses letztern vorerst abstrahirt wird.

Um nun etwas Bestimmtes vor Augen zu haben, denke man sich den Theil ACHE der Construction fest und den Theil HGBD ebenfalls als ein festes Ganze, das bei H an dem Theil AH aufsitzt und durch die Spannung im obern Streckbaume zwischen den Punkten EG am Drehen um H verhindert werde.

Soll ein Gleichgewicht stattfinden, so muß offenbar das Moment dieser Spannung in EG in Bezug auf den Punkt H, oder $Q_{(x)}$ gleich dem Momente aller übrigen an HB wirkenden Kräfte, oder gleich $M_{(x-d')}$ sein, wenn EB gleich x angenommen wird; man hat daher:

$$hQ_{(x-d')} = M_{(x-d')} \text{ oder } Q_{(x-d')} = \frac{1}{h} M_{(x-d')}$$

ebenso hat man in Bezug auf Drehung um F

$$Q_{(x+d'')} = \frac{1}{h} M_{(x+d'')},$$

wodurch die Spannung des obern Streckbaums zwischen I und E gegeben ist.

Soll nun überhaupt Gleichgewicht stattfinden, so muß die Differenz der Spannungen zwischen I und E, und E und G mit dem Druck der Strebe EF und dem Zuge des Bandes EH im Gleichgewicht sein.

Zerlegt man daher die in der Richtung EG wirkende Druckdifferenz

$$Q_{(x+d'')} - Q_{(x-d')} = \frac{1}{h}\left\{M_{(x+d'')} - M_{(x-d')}\right\}$$

in 2 Seitenkräfte nach den Richtungen EK und EH, so erhält man, weil in dem Parallelogramm EKGH die Seite $EK = EG.\frac{s}{d}$ und $EH = EG.\frac{z}{d}$ ist, den Druck in der Strebe EF

$$S_{(x+\frac{1}{2}d'')} = \frac{s}{dh}\left\{M_{(x+d'')} - M_{(x-d')}\right\}$$

und den Zug im Bande EH

$$Z_{(x-\frac{1}{2}d')} = \frac{z}{dh}\left\{M_{(x+d')} - M_{(x-d')}\right\}$$

da nun $d.h = s.q = z.r$ = dem Flächeninhalt des Parallelogramms EKGH, so ist auch

$$\frac{s}{dh} = \frac{1}{q} \text{ und } \frac{z}{dh} = \frac{1}{r}; \text{ daher}$$

reduciren sich die oben entwickelten Gleichungen auf die folgende

$$\text{(I)} \quad \left\{\begin{aligned} & h.Q_{(x)} = M_{(x)} \\ & h\left\{Q_{(x+d'')} - Q_{(x-d')}\right\} = qS_{(x+\frac{1}{2}d'')} = \\ & \quad = rZ_{(x-\frac{1}{2}d')} = M_{(x+d'')} - M_{(x-d')} \end{aligned}\right.$$

Als erstes Beispiel nehme man an, die Tragrippe EB sei am Ende mit der Last P und außerdem noch gleichförmig pro Längeneinheit mit p belastet, so hat man:

$$M_{(x+d'')} = P_{(x+d'')} + \frac{1}{2} p (x + d'')^2$$

$$M_{(x-d')} = P_{(x-d')} + \frac{1}{2} p (x - d')^2$$

$$M_{(x+d'')} - M_{(x-d')} = d \left\{ P + p \left(x + \frac{d'' - d'}{2} \right) \right\}$$

wenn man berücksichtigt, daß $d' + d'' = d$ ist.

Berücksichtigt man ferner noch, daß für die Punkte, an denen $Q_{(x)}$ und $S_{(x)}$ sehr groß werden, immer d gegen x vernachläßigt werden kann, so daß man also statt $x + d'$, $x - d''$, $x + \frac{d'' - d'}{2}$, einfach x setzen kann, so erhält man

$$\left. \begin{aligned} h \cdot Q_{(x)} &= P x + \frac{1}{2} p x^2 \\ q \cdot S_{(x)} &= r Z_{(x)} = d (P + p x) \end{aligned} \right\} \qquad \text{(I. a)}$$

Wird das Zugband vertikal, wie bei einer Howe'schen Brücke, so wird auch $r = d$ und man hat dann

$$\left. \begin{aligned} Q_{(x)} &= \frac{x}{h} \left(P + \frac{1}{2} p x \right) \\ Z_{(x)} &= P + p x \\ S_{(x)} &= \frac{d}{q} (P + p x) \end{aligned} \right\} \qquad \text{(II.)}$$

Aus diesen Gleichungen ist ersichtlich, daß $Q_{(x)}$ bloß von h und x, d. h. der Höhe und Länge des Balkens und gar nicht von d, q und r abhängt, d. h. die Spannungen in den Streckbäumen sind immer dieselben, welches auch das Strebensystem sein möge, mit dem der Raum zwischen beiden ausgefüllt ist.

Der Zug, dem ein Band E H zu widerstehen hat, ist gleich dem Gewicht sämmtlicher zwischen E H und B vertheilten Lasten.

Das zweite Beispiel sei eine gewöhnliche Howe'sche Brücke, Fig. 33, welche auf beiden Seiten auf den Widerlagern ruht. Die Spannweite sei = 2l; die Belastung in der Mitte 2 P und die gleichförmig auf jede Längeneinheit vertheilte Last = p. Ferner werde angenommen, die Zugbänder seien vertikal, so daß sie in Hängbolzen übergehen, wodurch in den oben entwickelten Gleichungen d'' in d und d' in 0 übergehen. Man erhält dann, wenn h, s, q ihre frühere Bedeutung behalten und die Abscissen vom Widerlager an gerechnet werden:

$$M_{(x)} = (P + p l)\, x - \frac{1}{2} p x^2$$

$$M_{(x+d)} - M_{(x)} = \{ P + p (l - x) \}\, d$$

indem d gegen x vernachläßigt werden kann.

Substituirt man dieß in Formel I., so erhält man:

$$\left. \begin{aligned} Q_{(x)} &= \frac{x}{h} \left\{ P + p \left(l - \frac{1}{2} x \right) \right\} \\ Z_{(x)} &= P + p (l - x) \\ S_{(x)} &= \frac{d}{q} \left\{ P + p (l - x) \right\} \end{aligned} \right\} \qquad \text{(III.)}$$

In dieser letzten Gleichung kann auch wieder statt $\frac{d}{q}$ gesetzt werden $\frac{s}{h}$ oder $\frac{1}{\cos\alpha}$, wenn α den Winkel bezeichnet, den die Strebe mit der Vertikalen macht.

Für die Mitte hat man:

(III.a) $$\left\{\begin{aligned} Q_{(l)} &= \frac{1}{h}\left(P + \frac{1}{2}pl\right) \\ Z_{(l)} &= P \\ S_{(l)} &= \frac{d}{q}.P \end{aligned}\right.$$

Für die Widerlager:

(III.b) $$\left\{\begin{aligned} Q_{(o)} &= o \\ Z_{(o)} &= P + pl \\ S_{(o)} &= \frac{d}{q}(P + pl). \end{aligned}\right.$$

Hieraus geht hervor, daß die obern und untern Streckbäume in der Mitte, die Zugstangen und Streben aber bei den Widerlagern am meisten in Anspruch genommen werden.

Bisher wurde der Fall betrachtet, wo die Strebe von dem Fuße einer Hängsäule zum Kopfe der nächsten lief. Es soll nun auch der Fall untersucht werden, wo die Strebe, wie in Fig. 34, über eine Hängsäule hinaus sich an den Kopf der zweiten oder dritten Hängsäule stemmt. Der Einfachheit wegen wird von nun an angenommen, sämmtliche Hängsäulen seien vertikal.

Es sei nun:

x, x', x'' gleich den Abscissen BG, BI, BL;

d' die Entfernung einer Hängsäule von der andern; man hat $x'' = x' + d' = x + 2d''$ rc.;

d die Projection einer Strebe auf die Streckbäume $=$ EI $=$ GL $=$ FK $=$ FD $=$ HM; es ist auch $d = 2d'$;

s die Länge einer Strebe EK, GM;

h die Höhe der Construction EF, GH;

q die senkrechte Entfernung zweier Streben GQ, HP; es ist $q.s = h.d' = \frac{1}{2}hd$ der Flächeninhalt eines Parallelogramms EGMK;

$M_{(x)}$, $M_{(x')}$ die Momente aller jenseits G, I wirkenden Kräfte;

$Z_{(x)}$, $Z_{(x')}$ die Spannung der Hängsäulen GH, IK;

$Q_{(x)}$, $Q_{(x')}$ die Spannung in der obern Langschwelle AB bei G und I;

$R_{(x)}$, $R_{(x')}$ der Druck in der untern Langschwelle CD bei H und K;

$S_{(x)}$, $S_{(x')}$ der Druck in den Streben EK und GM.

Verfährt man nun wie früher bei der einfachen Fachwerkbrücke, indem man annimmt, es finde Drehung um G und H statt, so erhält man:

$$M_{(x)} = h.Q_{(x)} - qS_{(x)} = hR_{(x)} + qS_{(x)} \text{ ebenso}$$
$$M_{(x')} = hQ_{(x')} - qS_{(x')} = hR_{(x')} + qS_{(x')}$$

Diese beiden Gleichungen von einander abgezogen

$$h\,\{Q_{(x')} - Q_{(x)}\} = M_{(x')} - M_{(x)} + q\,\{S_{(x')} - S_{(x)}\}$$
$$h\,\{R_{(x')} - R_{(x)}\} = M_{(x')} - M_{(x)} - q\,\{S_{(x')} - S_{(x)}\}.$$

Nun ist offenbar $Q_{(x')} - Q_{(x)}$ gleich der Mittelkraft von $S_{(x')}$ und $R_{(x')} - R_{(x)}$ gleich der Mittelkraft von $S_{(x)}$, wenn man die Druckdifferenzen der Streckbäume in 2 Seitenkräfte zerlegt, wovon eine durch die Streben, und die andere durch die Hängsäulen aufgehoben wird. Man hat daher:

$$Q_{(x')} - Q_{(x)} = \frac{d}{s}.S_{(x')} \text{ und}$$
$$R_{(x')} - R_{(x)} = \frac{d}{s}.S_{(x)}.$$

Substituirt man diese Werthe in obige Gleichungen, so wird:

$$\frac{hd}{s}.S_{(x')} = M_{(x')} - M_{(x)} + q\,\{S_{(x')} - S_{(x)}\}$$
$$\frac{hd}{s}.S_{(x)} = M_{(x')} - M_{(x)} - q\,\{S_{(x')} - S_{(x)}\}$$

oder auch:

$$(hd - qs)\,S_{(x')} + q\,s\,S_{(x)} = s\,\{M_{(x')} - M_{(x)}\}$$
$$qs\,S_{(x')} + (hd - qs)\,S_{(x)} = s\,\{M_{(x')} - M_{(x)}\}.$$

Da nun $qs = \frac{1}{2}hd$ ist, so sind diese beiden Gleichungen identisch und führen beide zur Gleichung:

$$q\,\{S_{(x')} + S_{(x)}\} = M_{(x')} - M_{(x)}$$

Man hat daher im Allgemeinen:

$$\left.\begin{aligned} S_{(x')} + S_{(x)} &= \frac{M_{(x')} - M_{(x)}}{q}. \\ Z_{(x)} &= \frac{h}{s}S_{(x')} \\ Q_{(x)} &= \frac{1}{h}M_{(x)} + \frac{q}{h}S_{(x)} \\ R_{(x)} &= \frac{1}{h}M_{(x)} - \frac{q}{h}.S_{(x)} \end{aligned}\right\} \quad \text{(IV.)}$$

Als erste Anwendung diene die Fachwerksconstruction, Fig. 34, welche am Ende mit P und außerdem mit p Gewichtseinheiten per Längeneinheit gleichförmig belastet ist. Man hat dann wie oben:

$$M_{(x)} = Px + \frac{1}{2}px^2$$
$$M_{(x')} = P\,(x + d') + \frac{1}{2}p\,(x + d')^2$$
$$M_{(x')} - M_{(x)} = d'\left\{P + p\left(x + \frac{1}{2}d'\right)\right\}.$$

Substituirt man diesen Werth in die erste der Gleichungen IV., so erhält man:

$$S_{(x')} + S_{(x)} = \frac{d'}{q}\left\{P + p\left(x + \frac{1}{2}d'\right)\right\}$$

und wenn man statt x, $x + d'$, $x + 2d'$, ꝛc. setzt:

$$S_{(x'')} + S_{(x')} = \frac{d'}{q}\left\{P + p\left(x + \frac{3}{2}d'\right)\right\}$$

$$S_{(x''')} + S_{(x'')} = \frac{d'}{q}\left\{P + p\left(x + \frac{5}{2}d'\right)\right\} \text{ ꝛc.}$$

Zieht man je 2 dieser Gleichungen von einander ab, so wird:

$$S_{(x'')} - S_{(x)} = S_{(x''')} - S_{(x')} = p \cdot \frac{d'^2}{q}$$

$$S_{(x^{IV})} - S_{(x'')} = S_{(x^{V})} - S_{(x''')} = p \cdot \frac{d'^2}{q}$$

$$S_{(x^{VI})} - S_{(x^{IV})} = S_{(x^{VII})} - S_{(x^{V})} = p\frac{d'^2}{q} \text{ ꝛc.}$$

Addirt man diese Gleichungen nacheinander von oben herunter, so e[rhält] man einerseits:

$$S_{(x'')} - S_{(x)} = p\frac{d'^2}{q} = \frac{d'}{q} \cdot \frac{x'' - x}{2} \cdot p$$

$$S_{(x^{IV})} - S_{(x)} = 2p\frac{d'^2}{q} = \frac{d'}{q} \cdot \frac{x^{IV} - x}{2} \cdot p$$

$$S_{(x^{VI})} - S_{(x)} = 3p\frac{d'^2}{q} = \frac{d'}{q} \cdot \frac{x^{VI} - x}{2} \cdot p$$

. . . .

$$S_{(x^{2m})} - S_{(x^{2n})} = (m - n)\, p\frac{d'^2}{q} = \frac{d'}{q} \cdot \frac{x^{2m} - x^{2n}}{2} \cdot p$$

andererseits

$$S_{(x''')} - S_{(x')} = p\frac{d'^2}{q} = \frac{d'}{q} \cdot \frac{x''' - x'}{2} \cdot p$$

$$S_{(x^{V})} - S_{(x')} = 2 \cdot p\frac{d'^2}{q} = \frac{d'}{q} \cdot \frac{x^{V} - x'}{2} p$$

$$S_{(x^{VII})} - S_{(x')} = 3p\frac{d'^2}{q} = \frac{d'}{q} \cdot \frac{x^{VII} - x'}{2} p$$

⋮

$$S_{(x^{2m+1})} - S_{(x^{2n+1})} = (m - n)\, p\frac{d'^2}{q} = \frac{d'}{q} \cdot \frac{x^{m} - x^{n}}{2} \cdot p$$

wobei m und n beliebige Zeichen und keine Exponenten sind.

Aus diesen Gleichungen geht hervor, daß sich die Spannungen in [den] Streben einer solchen Brücke immer auf die zweite Strebe fortpflanzen, d. [h.] von der ersten auf die dritte, fünfte, siebente ꝛc. und von der zweiten auf [die] vierte, sechste, achte.

In einer gut construirten Brücke wird die Last immer auf mehrere auf e[in]ander folgende Hängeisen und Streben vertheilt.

Man wird daher immer ganz allgemein setzen können:

$$S_{(x^{m})} - S_{(x^{n})} = \frac{d'}{q} \cdot p \cdot \frac{x^{m} - x^{n}}{2}.$$

Mithin wird auch:

$$S_{(x')} - S_{(x)} = \frac{d'}{q} \cdot p \, \frac{x' - x}{2} = \frac{d'}{q} \cdot \frac{1}{2} \, p \, d'.$$

Es ist aber auch weiter oben:

$$S_{(x')} + S_{(x)} = \frac{d'}{q} \left\{ P + p \left(x + \frac{1}{2} d' \right) \right\}.$$

Durch Subtraction dieser beiden Gleichungen erhält man endlich:

$$S_{(x')} = \frac{d'}{2q} \left\{ P + px \right\} = \frac{s}{2h} (P + px).$$

Die Substitution dieses Werthes in die Gleichung IV. gibt:

$$Q_{(x)} = \frac{1}{h} \left\{ P \left(x + \frac{1}{2} d' \right) + \frac{1}{2} px(x + d') \right\}$$

$$R_{(x)} = \frac{1}{h} \left\{ P \left(x + \frac{1}{2} d' \right) + \frac{1}{2} px(x - d') \right\}$$

$$Z_{(x)} = \frac{1}{2} \left\{ P + p(x + d') \right\}$$

$$S_{(x)} = \frac{s}{2h} (P + px).$$

Und wenn d' gegen x vernachlässigt werden kann:

$$\left. \begin{aligned} R_{(x)} &= Q_{(x)} = \frac{x}{h} \left\{ P + \frac{1}{2} px \right\} \\ Z_{(x)} &= \frac{1}{2} \left\{ P + px \right\} \\ S_{(x)} &= \frac{s}{2h} \left\{ P + px \right\} \end{aligned} \right\} \quad (V.)$$

Für eine auf beiden Seiten unterstützte Tragrippe, Fig. 35, deren Streben immer über eine Hängsäule hinausgehen, erhält man, wenn wie weiter oben

$2l$ die Spannweite,
$2P$ die Belastung in der Mitte,
$2pl$ die gleichförmige Belastung,
x die Entfernung irgend eines Punktes vom Widerlager,

$$M_{(x)} = x \{ P + pl \} - \frac{1}{2} px^2$$

$$M_{(x')} - M_{(x)} = d' \left\{ P + pl - p \left(x + \frac{1}{2} d' \right) \right\}.$$

Die Werthe in IV. substituirt geben, wenn man verfährt wie oben:

$$S_{(x')} + S_{(x)} = \frac{d'}{q} \left\{ P + p \left(l - x - \frac{1}{2} d' \right) \right\}$$

$$S_{(x')} - S_{(x)} = - \frac{d'}{q} \cdot \frac{1}{2} pd'$$

hieraus

$$S_{(x)} = \frac{d'}{2q} \left\{ P + p(l - x) \right\} = \frac{s}{2h} \left\{ P + p(l - x) \right\}$$

$$Z_{(x)} = \frac{1}{2}\left\{P + p(l - x - d')\right\}$$

$$Q_{(x)} = \frac{1}{h}\left\{P\left(x + \frac{1}{2}d'\right) + px\left(l - \frac{1}{2}x\right) + \frac{1}{2}pd'(l - x)\right\}$$

und wenn man d' gegen x vernachlässigen kann, verwandeln sich diese Gleichungen in folgende:

$$\text{(VI.)}\quad \begin{cases} R_{(x)} = Q_{(x)} = \frac{x}{h}\left\{P + p\left(l - \frac{1}{2}x\right)\right\} \\ Z_{(x)} = \frac{1}{2}\left\{P + p(l - x)\right\} \\ S_{(x)} = \frac{s}{2h}\left\{P + p(l - x)\right\}. \end{cases}$$

Für die Mitte der Brücke:

$$\text{(VI. a)}\quad \begin{cases} Q_{(l)} = \frac{l}{h}\left\{P + \frac{1}{2}pl\right\} \\ Z_{(l)} = \frac{1}{2}P \\ S_{(l)} = \frac{s}{2h}\cdot P. \end{cases}$$

Für die Widerlager:

$$\text{(VI. b)}\quad \begin{cases} Q_{(o)} = o \\ Z_{(o)} = \frac{1}{2}(P + pl) \\ S_{(o)} = \frac{s}{2h}(P + pl). \end{cases}$$

Läuft eine Strebe über 2 Hängsäulen hinaus an den Kopf der dritten, so daß man $d' = \frac{1}{3}d$ hat, so erhält man auf gleiche Weise für eine an beiden Enden aufruhende Tragrippe:

$$\text{(VII.)}\quad \begin{cases} R_{(x)} = Q_{(x)} = \frac{x}{h}\left\{P + p\left(l - \frac{1}{2}x\right)\right\} \\ Z_{(x)} = \frac{1}{3}\left\{P + p(l - x)\right\} \\ S_{(x)} = \frac{s}{3h}\left\{P + p(l - x)\right\} \end{cases}$$

§. 2.
Theorie der aus Bogen und Fachwerk zusammengesetzten Constructionen.

Bei einer Bogenbrücke dient das Fachwerk nur zur Vertheilung der Last: der Bogen muß also immer so stark sein, daß er die größten Lasten, insofern diese letztern gleichförmig vertheilt sind, zu tragen im Stande ist.

Genau läßt es sich nicht bestimmen, welchen Kräften eine derartige Steifigkeitsconstruction zu widerstehen hat, indem dieß zu sehr von dem Nachgeben der

beiden partiellen Constructionen an der Stelle, wo die Last ruht, und von der Steifigkeit jenseits dieses Punktes abhängt. Man wird jedoch zu brauchbaren Resultaten gelangen, wenn man annimmt, daß die Steifigkeitsconstruction die Lasten auf den Bogen in der Weise vertheilt, daß dieser an der Stelle, wo die zufällige Last sich gerade befindet, entlastet wird, indem erstere, auf dem Hauptbogen zu beiden Seiten der Last wie auf Widerlagern aufruhend, in der Mitte einen Theil von dieser trägt, und daß die Steifigkeitsconstruction auf das vom Schwerpunkt der Last entferntere Widerlager keinen Druck mehr ausübe, dagegen auf dem ihm nähern Widerlager noch theilweise aufruhe. Es sei nun Fig. 36, Taf. XV. eine derartige zusammengesetzte Construction; G I H der Bogen, der tragende Haupttheil, von dem vorausgesetzt wird, daß er die Form einer Parabel habe; A D E F die Steifigkeitsconstruction, welche so mit dem Bogen verbunden ist, daß dieser seine Form nicht ändern kann, ohne erstere zu krümmen.

- $2l$ sei die ganze Spannweite;
- f die Pfeilhöhe des Bogens;
- p die gleichförmig vertheilte Last pro Längeneinheit;
- p' die zufällige Belastung auf die Länge $BC = \lambda$, so daß hier die Last pro Längeneinheit $p + p'$ ist;
- α die Entfernung des Schwerpunkts der zufälligen Belastung vom nächsten Widerlager.

Da nun die Steifigkeitsconstruction keinen Seitenschub ausüben soll, an den Enden E und F also bloß vertikale Kräfte wirksam sind, da ferner die horizontalen Seitenkräfte des Drucks im Bogen an allen Punkten desselben, also auch bei G und H einander gleich sind und sich gegenseitig aufheben, weil nur vertikale Kräfte am Bogen wirken, so müssen die Summen der bei E und G und bei F und H wirkenden vertikalen Kräfte mit sämmtlichen am ganzen Systeme wirkenden vertikalen Kräften im Gleichgewicht sein. Zerlegt man daher diese letztern in zwei nach der Richtung G E und H F wirkenden Kräfte, so erhält man für die Summe der bei G und E wirkenden vertikalen Kräfte $lp + \frac{2l-\alpha}{2l} \cdot \lambda p'$ und für die Summe der bei F und H wirkenden Kräfte $lp + \frac{\alpha}{2l} \cdot \lambda p'$, wovon letztere kleiner als erstere ist, weil der Voraussetzung gemäß $\alpha <$ als l ist.

Da nun auch vorausgesetzt wurde, daß die Steifigkeitsconstruction bei F keinen Druck mehr ausübe, so ist diese Kraft $lp + \frac{\alpha}{2l} \cdot \lambda p'$ die vertikale des durch den Bogen bei H ausgeübten Drucks, wenn dieser in eine horizontale und in eine vertikale Kraft zerlegt wird. Die entsprechende Horizontalkraft in allen Punkten ist gleich

$$\left(lp + \frac{\alpha}{2l} \cdot \lambda p'\right) \text{Cotg. } LHK, \text{ oder gleich}$$

$$\frac{l}{2f}\left\{lp + \frac{\alpha}{2l}\lambda p'\right\};$$ weil in jeder Parabel die Subtangente gleich der doppelten Abscisse ist.

Aus der Gleichheit des Horizontalschubs und des Neigungswinkels des Fußes des Bogens bei G und H folgt nothwendigerweise auch die Gleichheit der beiden vertikalen Seitenkräfte des Bogenschubs bei G und H; die vertikale Seitenkraft bei G ist daher ebenfalls $= lp + \frac{\alpha}{2l} \lambda p'$; die Summe der beiden vertikalen Kräfte bei E und G ist aber $= lp + \frac{2l - \alpha}{2l} \cdot \lambda p'$; demnach ist der Druck, den die Steifigkeitsconstruction bei E auf das Widerlager ausübt $= \frac{l - \alpha}{l} \lambda p'$.

Bei dem im ganzen Bogen constanten Horizontalschub kann derselbe bloß dann als Gleichgewichtskurve die Form der Parabel einhalten, wenn er auch überall gleichmäßig mit $p + \frac{\alpha \lambda}{2l^2} \cdot p'$ pro Längeneinheit belastet ist. Zieht man nun diese dem Bogen zufallende Belastung von der totalen Belastung des Systems, nämlich von p für die Strecken AB und CD, und von $p + p'$ für die Strecke BC ab, so bleibt die der Steifigkeitsconstruction zufallende Belastung, und zwar:

$$p' \left(1 - \frac{\alpha \lambda}{2l^2}\right) \text{ für die Strecke BC}$$

$$\text{und } - \frac{\alpha \lambda}{2l^2} \cdot p' \text{ für die Strecken AB und CD.}$$

Das Zeichen Minus bedeutet hier, daß die Steifigkeitsconstruction an diesen Stellen keinem Drucke von oben nach unten, sondern einem Drucke von unten nach oben zu widerstehen habe. Fig. 37 stellt die Steifigkeitsconstruction aus dem Verbande des ganzen Systems herausgenommen vor, und zeigt alle an ihr wirkenden Kräfte.

Der Punkt, für welchen das Moment aller auf einer Seite desselben wirkenden Kräfte ein Maximum wird, liegt natürlich zwischen B und C; bezeichnet man seine Entfernung von A mit x und das Moment aller auf einer Seite desselben wirkenden Kräfte in Bezug auf diesen Punkt selbst mit $M_{(x)}$ so erhält man:

$$\text{(I.)} \quad \begin{aligned} M_{(x)} = & - \frac{1}{2}\left(\alpha + \frac{1}{2}\lambda - x\right)^2 \left(1 - \frac{\alpha \lambda}{2l^2}\right) p' + \\ & + \left(l + \frac{1}{2}\alpha + \frac{1}{4}\lambda - x\right)\left(2l - \alpha - \frac{1}{2}\lambda\right)\frac{\alpha \lambda}{2l^2} \cdot p'. \end{aligned}$$

Aus:

$$\begin{aligned} d \cdot \frac{M_{(x)}}{dx} = & \left(\alpha + \frac{1}{2}\lambda - x\right)\left(1 - \frac{\alpha \lambda}{2l^2}\right) p' - \\ & - \left(2l - \alpha - \frac{1}{2}\lambda\right) \frac{\alpha \lambda}{2l^2} \cdot p' = 0 \end{aligned}$$

erhält man für x

$$x_1 = \frac{\alpha + \frac{1}{2}\lambda - \frac{\alpha \lambda}{l}}{1 - \frac{\alpha \lambda}{2l^2}}; \text{ und dieß}$$

gibt für das größte Moment:

$$M = \frac{\left(2l - \alpha - \frac{1}{2}\lambda\right)^2}{2\left(1 - \frac{\alpha\lambda}{2l^2}\right)} \cdot \frac{\alpha\lambda}{2l^2} \cdot p'.$$

Die Größe dieses Momentes kann nun noch, je nach der Lage und Länge der zufällig belasteten Strecke, d. h. mit α und λ variiren; um das Maximum zu erhalten, setze man:

$$\frac{dM}{d\alpha} = \frac{\left(2l - \alpha - \frac{1}{2}\lambda\right)}{2(2l^2 - \alpha\lambda)^2} \Big\{ -2(2l^2 - \alpha\lambda) +$$

$$+ 2l^2\left(2l - \alpha - \frac{1}{2}\lambda\right)\lambda \Big\} p' = 0$$

$$\frac{dM}{d\lambda} = \frac{\left(2l - \alpha - \frac{1}{2}\lambda\right)}{2(2l^2 - \alpha\lambda)^2} \Big\{ -(2l^2 - \alpha\lambda)\alpha\lambda +$$

$$+ 2l^2\left(2l - \alpha - \frac{1}{2}\lambda\right)\alpha \Big\} p' = 0.$$

Wenn man die untere dieser Gleichungen mit 2 multiplicirt und dann subtrahirt, so erhält man:

$$\frac{l^2\left(2l - \alpha - \frac{1}{2}\lambda\right)^2(\lambda - 2\alpha)}{(2l^2 - \alpha\lambda)^2} = 0.$$

Nun führen $2l - \alpha - \frac{1}{2}\lambda = 0$ sowohl, als auch $2l^2 - \alpha\lambda = 0$ zu $\alpha = l$, $\lambda = 2l$ und $M = 0$; geben daher Minima statt Maxima; nur $\lambda - 2\alpha = 0$ gibt ein Maximum, substituirt man daher diesen Werth von α in alle obige Gleichungen, so erhält man:

$$\left.\begin{aligned} \lambda &= 1{\cdot}236\, l \\ x_1 &= 0{\cdot}764\, l \\ M &= 0{\cdot}18\, l^2 p' \end{aligned}\right\} \qquad \text{(II.)}$$

Bezeichnet man nun den Druck oder die Spannung im obern oder untern Streckbaum mit Q und die Höhe der Construction mit h, so erhält man den größten Druck

$$Q = \frac{M}{h} = 0{\cdot}18\,\frac{l^2}{h}\,p'.$$

Der Zug und Druck in den Hängsäulen und Streben ist der Momentendifferenz $M_{(x+d)} - M_{(x)}$ proportional; setzt man daher in I. statt x, $x + d$ und subtrahirt dann, so erhält man:

$$M_{(x+d)} - M_{(x)} = \left\{\alpha + \frac{1}{2}\lambda - \frac{\alpha\lambda}{l} - \left(x + \frac{1}{2}d\right)\left(1 - \frac{\alpha\lambda}{2l^2}\right)\right\} d\,p'.$$

Diese Differenz ist positiv, wenn:

$$x + \frac{1}{2} d < \frac{\alpha + \frac{1}{2} \lambda - \frac{\alpha \lambda}{l}}{1 - \frac{\alpha \lambda}{2 l^2}} \text{ oder } < x_1$$

und negativ, wenn $x + \frac{1}{2} d > x_1$; der absolut positive Werth nimmt zu, wenn x abnimmt, und der absolut negative Werth dieser Momentendifferenz nimmt zu mit x.

Da aber $x + \frac{1}{2} d$ immer innerhalb B und C, Fig. 37, fallen muß, so substituire man hierfür als äußerste Werthe $\alpha - \frac{1}{2} \lambda$ und $\alpha + \frac{1}{2} \lambda$; man wird dann finden, daß erstere die absolut größere Momentendifferenz gibt, nämlich:

$$M_{(x+d)} - M_{(x)} = \left\{ \frac{\lambda}{l} - \frac{\alpha \lambda}{l^2} + \frac{\alpha \lambda}{2 l^2} \left(\frac{\alpha}{l} - \frac{\lambda}{2 l} \right) \right\} \cdot l d p'.$$

Diese Größe wird ein Maximum für $\frac{\lambda}{l} = 1$ und für $\frac{\alpha}{l} = \frac{1}{2}$ nämlich:

$$M_{(x+d)} - M_{(x)} = 0{\cdot}5 \, . \, l d p'.$$

Für senkrechte Hängsäulen mit geneigten Streben hat man daher den größten Zug und Druck:

$$\text{(III.)} \quad \begin{cases} Z_{(0)} = 0{\cdot}5 \; l p' \\ S_{(0)} = 0{\cdot}5 \; \frac{s}{h} \; l p'. \end{cases}$$

Da x_1 so klein als o werden kann, und die Streben zu beiden Seiten von x_1 in entgegengesetztem Sinne geneigt sein müssen, so müssen solche Steifigkeitsconstructionen immer mit Streben und Gegenstreben versehen sein.

Der größte Druck im Hauptbogen findet dann statt, wenn die Last $p + p'$ pro Längeneinheit ganz gleichförmig die Brücke beschwert. Dieser Druck ist an den Stützpunkten:

$$\text{(IV.)} \quad D = l (p + p') \sqrt{1 + \left(\frac{l}{2 f} \right)^2}.$$

§. 3.

Gewölbtheorie von Navier.

ABMN, Fig. 27, Taf. XV., sei ein halbes Tonnengewölbe und m n eine beliebige Fuge; in dem Scheitel des Gewölbes wirke die Horizontalkraft = Q; $OM = b$; $ON = b_1$; $Ap = x$; $Aq = x_1$; $pm = y$; $qn = y_1$; $mn = z$; der Winkel der Fuge m n mit der Vertikalen $= \Theta$; C der Schwerpunkt des Gewölbtheils MNmn; $AD = \alpha$; Gewicht des Theils $MNmn = P$ auf die Länge $= 1$; f der Reibungscoefficient; γ die Cohäsionskraft für ein Gleiten und R dieselbe für ein Drehen, so hat man für den Fall, daß ein Abgleiten des Gewölbtheils MNmn verhindert werden soll, die Gleichung:

$$G \cos \Theta = Q \sin \Theta + f (Q \cos \Theta + G \sin \Theta) + \gamma z$$

und hieraus:

$$Q = \frac{G (\cos \Theta - f \sin \Theta) - \gamma z}{\sin \Theta + f \cos \Theta}. \quad (A)$$

Rechnet man für alle Fugen den Werth von Q nach dieser Gleichung (A), so ist das Maximum von Q der Horizontalschub im Scheitel.

Zur Verhinderung eines Gleitens nach außen muß die Gleichung:

$$Q \sin \Theta = G \cos \Theta + f \{Q \cos \Theta + G \sin \Theta\} + \gamma z$$

stattfinden, woraus

$$Q = \frac{G (\cos \Theta + f \sin \Theta) + \gamma z}{\sin \Theta - f \cos \Theta}. \quad (A_1)$$

Werden für alle Fugen die Werthe von Q nach Gleichung (A_1) gerechnet, so wird nur Gleichgewicht stattfinden, wenn dieselben stets größer sind, als der Horizontalschub, und es muß das Maximum von (A) kleiner sein, als das Minimum von (A_1).

Befindet sich das Maximum von (A) in der Nähe des Scheitels und das Minimum von (A_1) in der Nähe der Anfänger, so hat das Gewölbe die Tendenz zur Verschiebung, Fig. 28; befindet sich das Maximum von (A) in der Nähe der Kämpfer und das Minimum von (A_1) in der Nähe des Scheitels, so ist die Verschiebung Fig. 29 zu befürchten.

Nimmt man an, daß keine Verschiebung der einzelnen Gewölbtheile, sondern eine Drehung derselben nach innen oder außen stattfinde, so hat man, wenn die Kraft Q an dem Punkt N wirksam ist, und eine Drehung um die Kante m nach innen verhindert werden soll,

$$Q (b_1 - y) + \frac{1}{3} R z^2 = G (\alpha - x)$$

woher

$$Q = \frac{G (\alpha - x) - \frac{1}{3} R z^2}{b_1 - y}. \quad (B)$$

Werden die Werthe von Q nach Gleichung (B) für alle Fugen gerechnet, so ist der größte Werth der Horizontalschub.

Soll eine Drehung um die Kante n nach außen verhindert werden, so muß sein:

$$Q = \frac{G (\alpha - x_1) + \frac{1}{3} R z^2}{b_1 - y_1}. \quad (B_1)$$

Rechnet man die Werthe von Q nach Gleichung (B_1) für alle Fugen, so wird nur dann Gleichgewicht sein, wenn dieselben stets größer sind, als der Horizontalschub, oder

das Maximum (B) kleiner, als das Minimum (B_1).

Angenommen, das Maximum von B befindet sich in der Nähe des Scheitels, das Minimum von B_1 in der Nähe der Anfänger, so hat das Gewölbe das Bestreben zur Drehung, Fig. 30.

Wirkt der Horizontalschub Q in dem Punkte M, so ist, um eine Drehung um die Kante m nach abwärts zu verhindern:

$$\text{(b)} \qquad Q = \frac{G(\alpha - x) - \frac{1}{3} R z^2}{b - y}.$$

Das Maximum dieses Ausdrucks wird als Horizontalschub betrachtet. Handelt es sich darum, eine Drehung um die Kante n nach außen zu verhindern, so muß sein:

$$(b_1) \qquad Q = \frac{G(\alpha - x_1) + \frac{1}{3} R' z^2}{b - y_1}$$

und das Gleichgewicht erfordert: das Maximum von (b) kleiner als das Minimum von (b_1). Angenommen, das Maximum von (b) befindet sich in der Nähe der Kämpfer, das Minimum von (b_1) in der Nähe des Scheitels, so ist das Bestreben zur Drehung Fig. 31 vorhanden.

Die Werthe von f, γ und R sind in den §§. 101, 35 und 36 der Allgemeinen Baukunde angegeben.

§. 4.

H. Scheffler's Theorie der eisernen Brücken.

(Braunschweiger Maaß 1 Fuß = 12 Zoll = 0,285 Meter. 1 Pfund = 0,467 Kilogramm. 1,42 □Zoll braunschweigisch = 1 □Zoll badisch.)

Unter der Voraussetzung, daß die einzelnen Bestandtheile der hier in Betracht kommenden Brücken dergestalt miteinander verbunden sind, daß sie wie zusammengewachsen angesehen werden können, sei:

F der Flächeninhalt des Querschnitts in Quadratzollen,
S der Schwerpunkt dieses Querschnitts, durch welchen die neutrale Achse geht,
h' der Abstand des Schwerpunkts S von derjenigen Faser des Querschnitts, welche am stärksten ausgedehnt wird, in Zollen,
h'' der Abstand des Schwerpunkts von derjenigen Faser des Querschnitts, welche am stärksten zusammengedrückt wird, in Zollen. Für symmetrische Querschnitte, wo der Schwerpunkt in der Mitte liegt, hat man $h' = h''$,
T das Trägheitsmoment des Querschnitts in Beziehung auf eine durch den Schwerpunkt gehende horizontale Achse, wobei die Dimensionen des Querschnitts in Zollen gegeben sind,
l oder L die Länge des Balkens zwischen den Stützpunkten in Fußen,
p das Gewicht des laufenden Fußes des Balkens mit der gleichförmig über demselben vertheilten Belastung in Pfunden,
P ein in der Mitte des Balkens angebrachtes isolirtes Gewicht in Pfunden,
Q der Druck des Balkens auf einen Unterstützungspunkt in Pfunden,
s die Senkung des Balkens in der Mitte in Zollen,
α der Winkel, unter welchem sich das Ende des Balkens in Folge der Biegung gegen den Horizont neigt,

e der Elasticitätsmodul pro Quadratzoll in Pfunden,
f' die Festigkeit gegen das Zerreißen pro Quadratzoll in Pfunden,
f'' die Festigkeit gegen das Zerdrücken pro Quadratzoll in Pfunden,
$\frac{f}{h}$ der kleinere der beiden Quotienten $\frac{f'}{h'}$ und $\frac{f''}{h''}$, wodurch also diejenige äußerste Faser angezeigt wird, welche in Folge zu großer Anstrengung zuerst bricht.

1) Mit beiden Enden frei liegender Balken, wenn nur eine über den Balken gleichförmig vertheilte Belastung wirkt:

Senkung in der Mitte

$$s = \frac{45}{2} \cdot \frac{p l^4}{e T}. \qquad (1)$$

Neigung am Ende

$$\tang \alpha = 6 \cdot \frac{p l^3}{e T}. \qquad (2)$$

Belastung für den Bruch in der Mitte

$$p = \frac{2}{3} \cdot \frac{f T}{h l^2}. \qquad (3)$$

2) Wenn in der Mitte außer der gleichförmig vertheilten Belastung noch ein isolirtes Gewicht P angebracht ist:

Senkung $$s = 36 \cdot \frac{(5/8\, p l + P)\, l^3}{e T}. \qquad (4)$$

Neigung am Ende

$$\tang \alpha = 9\, \frac{(2/3\, p l + P)\, l^2}{e T}. \qquad (5)$$

Belastung für den Bruch

$$\frac{1}{2}\, p l + P = \frac{1}{3} \cdot \frac{f T}{h l}. \qquad (6)$$

3) Mit dem einen Ende eingemauerter und mit dem anderen frei schwebender Balken von der Länge = l.

Senkung am Ende

$$s = 216 \cdot \frac{p l^4}{e T}. \qquad (7)$$

Belastung für den Bruch beim festen Ende

$$p = \frac{1}{6} \cdot \frac{f T}{h l^2}. \qquad (8)$$

Wenn am freien Endpunkt noch ein Gewicht P angebracht ist

$$p l + 2 P = \frac{1}{6} \cdot \frac{f T}{h l}. \qquad (8a)$$

4) In drei Punkten, und zwar an beiden Enden und in der Mitte unterstützter Balken.

Stärkste Senkung in den Brechungspunkten (0,42 l von den Enden entfernt)

$$s = 9{,}36\, \frac{p l^4}{e T}. \qquad (9)$$

Wirkt der Horizontalschub Q in dem Punkte M, so ist, um
um die Kante m nach abwärts zu verhindern:

$$\text{(b)} \qquad Q = \frac{G(\alpha - x) - \frac{1}{3} R z^2}{b - y}.$$

Das Maximum dieses Ausdrucks wird als Horizor…
delt es sich darum, eine Drehung um die Kante n
so muß sein:

$$\text{(b}_1\text{)} \qquad Q = \frac{G(\alpha - x_1) + \frac{1}{3} \ldots}{b - y_1}$$

und das Gleichgewicht erfordert: das M…
das Minimum von (b_1). Angenom… …uften
sich in der Nähe der Kämpfer, das Min… $\frac{fT}{hL^2}$
so ist das Bestreben zur Drehung Fi… 7 ·
Die Werthe von f, γ und R … …ittelstütze (Pfeiler)
meinen Baukunde angegeben.

$$\frac{f}{hF} = \frac{8}{3} \cdot \frac{fT}{hL^2}.$$

H. Scheffler' … Querschnitts auf der Mitte seiner Höhe liegt,
(Braunschweiger Maaß 1 Fu… Quotient $\frac{f}{h}$ aus Gleichung (13) gleich dem aus
1,42 … Werth von p aus Gleichung (14) kleiner als aus

Unter der Voro… Falle wird daher der Bruch leichter auf dem Stütz-
tracht kommenden … Brechungspunkten erfolgen, und die Tragfähigkeit
zusammengewach… Formel (14) bestimmt werden.
F der Fläch… daß der Werth von p aus Gleichung (14) mit dem
S der Sch… …nimmt: wenn man daher, wie im vorliegenden Falle,
h' der … …zigen Stück über den Pfeiler fortgehen läßt, so ist die
wel… … als in dem Falle, wo beide Oeffnungen mit getrennten
h'' de… …ren Enden auf dem Pfeiler zusammenstoßen.
… und zwar in beiden Enden und in zwei gleichweit davon
… Pfeilern) gestützter Balken.
… der mittlern Oeffnung,
… der Seitenöffnungen,
… zwischen den Widerlagern,
… $= \frac{l'}{L}$ [für 3 gleiche Oeffnungen $\frac{l'}{L} = \frac{1}{3}$].
… auf die Endstützen oder Widerlager

$$Q = pL \left[\frac{-1 + 6n - 6n^2 - n^3}{4n(3 - 4n)}\right].$$

… auf die Pfeiler

$$Q = pL\,(1 - n)\left[\frac{1 + n - n^2}{4n(3 - 4n)}\right].$$

Mitte der mittlern Oeffnung

$$\ldots L^3 (1 - 2n)^2 \left\{ \frac{3 - 8n - 4n^2 + 4n^3}{3 - 4n} \right\}. \tag{17}$$

Widerlagern

$$\ldots \left\{ \frac{1 + 6n - 9n^2 + 3n^3}{3 - 4n} \right\}. \tag{18}$$

$$\ldots 2n) \left[\frac{2 - 8n + 5n^2}{3 - 4n} \right]. \tag{19}$$

Mitte der mittlern Oeffnung

$$\ldots L^2 \left\{ \frac{3 - 4n}{(1 - 2n)^2 - 2n^3} \right\}. \tag{20}$$

...n in den Mitten der Seitenöffnungen

$$\ldots 3 \frac{fT}{hL^2} \left\{ \frac{n(3 - 4n)}{1 + 6n - 6n^2 - n^3} \right\}^2. \tag{21}$$

den Bruch auf den Stützpunkten

$$p = \frac{1}{3} \frac{fT}{hL^2} \left\{ \frac{3 - 4n}{1 - 6n + 12n^2 - 7n^3} \right\}. \tag{22}$$

...ffler nimmt verschiedene Werthe von n an und folgert alsdann:

daß bei gewissen kleinen Werthen von n und zwar bis $n = 0{,}2142$ der Druck Q auf die beiden Endstützen (Widerlager) negativ ausfällt. In diesem Falle hat das Balkenende das Bestreben sich vom Stützpunkte zu entfernen, es müssen daher die Enden festgehalten werden.

2) Auch die Senkung s in der Mitte der mittlern Oeffnung kann negativ werden; es wird sich in solchem Falle, welcher den großen Werthen von n, und zwar von $n = 0{,}337$ an entspricht, die Mitte des Balkens der mittlern Oeffnung über das Niveau der Stützpunkte am Widerlager erheben.

3) Unter der Voraussetzung von $h' = h''$ ist der Werth von p für die beiden Stützpunkte der Pfeiler für alle Werthe von n, die zwischen 0,121 und 0,386 liegen, der kleinere. Es sind also diese beiden Stützpunkte in den bezeichneten Gränzen die schwächsten Stellen.

Um zu untersuchen, wo der Bruch stattfinden wird, wenn h' nicht $= h''$ ist, so hat man den kleinern der beiden Quotienten $\frac{f''}{h''}$ und $\frac{f'}{h'}$ in die Formeln (20) bis (22) zu substituiren. Der Bruch wird dann da erfolgen, wo der berechnete Werth von p der kleinere ist.

6) An beiden Enden eingemauerter Balken von der Länge $= l$.

Hier hat man die Senkung

$$s = \frac{9}{2} \cdot \frac{pl^3}{eT}. \tag{23}$$

Belastung für den Bruch in der Mitte

$$p = 2 \cdot \frac{fT}{hl^2}. \tag{24}$$

Neigung an den freien Enden

$$\tan \alpha = 3 \frac{p l^3}{e T}. \tag{10}$$

Druck auf die Widerlager

$$Q = \frac{3}{8} p l = \frac{3}{16} p L. \tag{11}$$

l lichte Weite einer Oeffnung,
L ganze Entfernung der Widerlager.
Druck auf den Pfeiler

$$Q = \frac{5}{4} p l = \frac{5}{8} p L. \tag{12}$$

Belastung für den Bruch bei den Brechungspunkten

$$p = \frac{32}{27} \cdot \frac{f T}{h l^2} = \frac{128}{27} \cdot \frac{f T}{h L^2}. \tag{13}$$

Belastung für den Bruch auf der Mittelstütze (Pfeiler)

$$p = \frac{2}{3} \cdot \frac{f T}{h l^2} = \frac{8}{3} \cdot \frac{f T}{h L^2}. \tag{14}$$

Wenn der Schwerpunkt des Querschnitts auf der Mitte seiner Höhe liegt, also $h' = h''$ ist, so wird der Quotient $\frac{f}{h}$ aus Gleichung (13) gleich dem aus Gleichung (14) und also der Werth von p aus Gleichung (14) kleiner als aus Gleichung (13). In diesem Falle wird daher der Bruch leichter auf dem Stützpunkte am Pfeiler, als an den Brechungspunkten erfolgen, und die Tragfähigkeit des Balkens kann nur nach Formel (14) bestimmt werden.

Zu bemerken ist noch, daß der Werth von p aus Gleichung (14) mit dem aus Gleichung (3) übereinstimmt; wenn man daher, wie im vorliegenden Falle, den Balken in einem einzigen Stück über den Pfeiler fortgehen läßt, so ist die Construction nicht stärker, als in dem Falle, wo beide Oeffnungen mit getrennten Balken überdeckt sind, deren Enden auf dem Pfeiler zusammenstoßen.

5) In 4 Punkten, und zwar in beiden Enden und in zwei gleichweit davon abstehenden Punkten (Pfeilern) gestützter Balken.

l lichte Weite der mittlern Oeffnung,
l_1 lichte Weite der Seitenöffnungen,
L ganze Länge zwischen den Widerlagern,
n das Verhältniß $= \frac{l'}{L}$ $\left[\text{für 3 gleiche Oeffnungen } \frac{l'}{L} = \frac{1}{3}\right]$.

Druck auf die Endstützen oder Widerlager

$$Q = p L \left[\frac{-1 + 6n - 6n^2 - n^3}{4n(3 - 4n)}\right]. \tag{15}$$

Druck auf die Pfeiler

$$Q = p L (1 - n) \left[\frac{1 + n - n^2}{4n(3 - 4n)}\right]. \tag{16}$$

Senkung in der Mitte der mittlern Oeffnung

$$s = \frac{9}{2} \cdot \frac{p L^4}{e T} (1 - 2n)^2 \left\{ \frac{3 - 8n - 4n^2 + 4n^3}{3 - 4n} \right\}. \quad (17)$$

Neigung der Enden bei den Widerlagern

$$\text{tang } \alpha = 6 \cdot \frac{p L^3 n}{e T} \left\{ \frac{-1 + 6n - 9n^2 + 3n^3}{3 - 4n} \right\}. \quad (18)$$

Neigung auf den Stützen

$$\text{tang } \alpha = 6 \frac{p L^3}{e T} \cdot n (1 - 2n) \left[\frac{2 - 8n + 5n^2}{3 - 4n} \right]. \quad (19)$$

Belastung für den Bruch in der Mitte der mittlern Oeffnung

$$p = \frac{2}{3} \frac{f T}{h L^2} \left\{ \frac{3 - 4n}{(1 - 2n)^2 - 2n^3} \right\}. \quad (20)$$

Belastung für den Bruch in den Mitten der Seitenöffnungen

$$p = \frac{8}{3} \frac{f T}{h L^2} \left\{ \frac{n (3 - 4n)}{-1 + 6n - 6n^2 - n^3} \right\}^2. \quad (21)$$

Belastung für den Bruch auf den Stützpunkten

$$p = \frac{1}{3} \frac{f T}{h L^2} \left\{ \frac{3 - 4n}{1 - 6n + 12n^2 - 7n^3} \right\}. \quad (22)$$

Scheffler nimmt verschiedene Werthe von n an und folgert alsdann:

1) daß bei gewissen kleinen Werthen von n und zwar bis $n = 0{,}2142$ der Druck Q auf die beiden Endstützen (Widerlager) negativ ausfällt. In diesem Falle hat das Balkenende das Bestreben sich vom Stützpunkte zu entfernen, es müssen daher die Enden festgehalten werden.
2) Auch die Senkung s in der Mitte der mittlern Oeffnung kann negativ werden; es wird sich in solchem Falle, welcher den großen Werthen von n, und zwar von $n = 0{,}337$ an entspricht, die Mitte des Balkens der mittlern Oeffnung über das Niveau der Stützpunkte am Widerlager erheben.
3) Unter der Voraussetzung von $h' = h''$ ist der Werth von p für die beiden Stützpunkte der Pfeiler für alle Werthe von n, die zwischen 0,121 und 0,386 liegen, der kleinere. Es sind also diese beiden Stützpunkte in den bezeichneten Gränzen die schwächsten Stellen.

Um zu untersuchen, wo der Bruch stattfinden wird, wenn h' nicht $= h''$ ist, so hat man den kleinern der beiden Quotienten $\frac{f''}{h''}$ und $\frac{f'}{h'}$ in die Formeln (20) bis (22) zu substituiren. Der Bruch wird dann da erfolgen, wo der berechnete Werth von p der kleinere ist.

6) An beiden Enden eingemauerter Balken von der Länge = l.

Hier hat man die Senkung

$$s = \frac{9}{2} \cdot \frac{p l^4}{e T}. \quad (23)$$

Belastung für den Bruch in der Mitte

$$p = 2 \cdot \frac{f T}{h l^2}. \quad (24)$$

Belastung für den Bruch an den Endpunkten

$$p = \frac{f T}{h l^2}. \tag{25}$$

Die Durchbiegung eines eingemauerten Balkens beträgt also bei gleichförmiger Belastung nur den fünften Theil der Durchbiegung eines an seinen Enden einfach unterstützten Balkens. Ein solcher Balken kann eine dreimal so große gleichförmige Belastung tragen, als der frei unterstützte, ehe der Bruch erfolgt.

Gesellt sich zu der gleichförmig vertheilten Last noch das Gewicht P in der Mitte, so hat man

$$s = \frac{9 l^3}{e T} \left\{ P + \frac{1}{2} p l \right\}. \tag{26}$$

Belastung für den Bruch in der Mitte

$$P + \frac{1}{3} l p = \frac{2}{3} \frac{f T}{h l}. \tag{27}$$

Belastung für den Bruch an den Enden

$$P + \frac{2}{3} p l = \frac{2}{3} \frac{f T}{h l}. \tag{28}$$

7) Gitterbalken.

Für die amerikanischen Gitterwerke ist die Festigkeit des aus dem obern und untern Gurteisen bestehenden Trägers nach den obigen Formeln zu bestimmen. Will man auch die Festigkeit des Gitterwerkes selbst, so sei:

b die Länge eines Gitterstabes,

a die Horizontalprojection desselben, so daß bei 45°

$$b = a \sqrt{2} \text{ oder } b^2 = 2 a^2 \text{ ist;}$$

t das Trägheitsmoment des normalen Querschnitts eines Stabes in Bezug auf eine durch seine Mitte gehende neutrale Achse,

m die Anzahl der rechts geneigten Stäbe, welche von einer vertikalen Ebene durchgeschnitten werden, so daß von derselben Ebene auch m links geneigte, im Ganzen 2 m Stäbe getroffen werden,

e Elasticitätsmodul,

h Abstand des Schwerpunkts des Trägers von der am meisten angestrengten Faser.

Wenn der Balken sich nach dem Radius R krümmt, so krümmt sich jeder Gitterstab nach dem Radius

$$r = \frac{b^2}{a^2} \cdot R.$$

Das Moment der in jedem Stabe hierdurch hervorgerufenen Widerstände in Bezug auf irgend einen Punkt (Mittelpunkt des Stabes) ist daher

$$\frac{t e}{r} = \frac{a^2 t e}{b^2 R}$$

und für alle 2 m Stäbe

$$\frac{2 m\ t e}{r} = 2 m \cdot \frac{a^2}{b^2} \cdot \frac{t e}{R}$$

für den Fall, daß $b^2 = 2a^2$

$$\frac{2m\,te}{r} = m \cdot \frac{te}{R}.$$

Das Moment der durch die Gurteisen hervorgerufenen Widerstände ist bekanntlich $\frac{Te}{R}$, und diese Größe wird jetzt wegen des Gitterwerkes vermehrt um

$$\frac{2m\,a^2}{b^2} \cdot \frac{te}{R}.$$

Will man also die Festigkeit des Gitterwerkes mit berücksichtigen, so setzt man in obigen Formeln statt T

$$\left(T + \frac{2m\,a^2}{b^2} \cdot t\right)$$

welches für $b^2 = 2a^2$

$$(T + m\,t) \text{ ist.}$$

Hierdurch wird z. B. die Formel (3)

$$p = \frac{2}{3} \frac{f\,(T + m\,t)}{h\,l^2}.$$

8) Bestimmung der Werthe von h und T.

Liegt der Schwerpunkt des Querschnitts in der Mitte seiner Höhe, so hat man $h' = h'' = \frac{1}{2}H$, wenn H die ganze Höhe. Haben aber die Gurtungen verschiedene Querschnitte, so daß der eine ein gewisses Vielfaches des andern, und vernachlässigt man die Zwischenverbindungen, so bestimmt sich die Lage des Schwerpunkts leicht wie folgt:

H die ganze Höhe,

m das Verhältniß des obern Querschnitts zum untern, so hat man den Abstand h'' von der obern Kante

$$h'' = H\left(\frac{m}{1+m}\right)$$

und

$$h' = H\left(\frac{1}{1+m}\right)$$

und

$$\frac{h''}{h'} = m.$$

Zur Berechnung der Lage des Schwerpunktes für die Querschnitte zusammengesetzter Brückenträger geben diese Formeln nicht hinreichende Genauigkeit und hat man auf bekannte Art zu verfahren. (Baukunde §. 6. Anhang).

Mit T ist in den angeführten Formeln das Trägheitsmoment der Querschnittsfläche in Bezug auf eine durch den Schwerpunkt gehende horizontale Achse bezeichnet, d. h. die Summe der Flächenelemente multiplicirt in die Quadrate ihrer Abstände von jener Schwerpunktsachse.

Wenn F die gesammte Querschnittsfläche, so hat man für den rechteckigen Querschnitt von der Höhe c und Breite b

$$h = \frac{1}{2}\, c$$

$$T = \frac{1}{12}\, b\, c^3 = \frac{1}{12}\, F\, c^2$$

$$\frac{T}{h} = \frac{1}{6}\, b\, c^2 = \frac{1}{6}\, F\, c.$$

Voller kreisförmiger Querschnitt vom Radius $= r$,

$$h = r$$

$$T = \frac{1}{4}\, \pi\, r^4 = \frac{1}{4}\, F\, r^2$$

$$\frac{T}{h} = \frac{1}{4}\, \pi\, r^3 = \frac{1}{4}\, F\, r.$$

Kreisförmige Röhre

$$h = r$$

$$T = \frac{1}{4}\, \pi\, (r^4 - r^{14}) = \frac{1}{4}\, F\, (r^2 - r^{12})$$

$$\frac{T}{h} = \frac{1}{4}\, \pi\, \frac{r^4 - r^{14}}{r} = \frac{1}{4}\, F\, .\, \frac{r^2 - r^{12}}{r}.$$

Ein zusammengesetzter Querschnitt wird in Rechtecke zerlegt:

1ſtes, 2tes, 3tes Rechteck

$= F_1\ F_2\ F_3$ ꝛc., ſo daß

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + \ldots$$

$c_1\ c_2\ c_3 \ldots$ Höhe des 1ſten, 2ten und 3ten Rechtecks,

$h_1{}^1\ h_2{}^1\ h_3{}^1$ die Höhe des Schwerpunkts des 1ſten, 2ten, 3ten Rechtecks, über dem tiefſten Punkt des ganzen Querſchnitts,

h^1 die Höhe des Schwerpunktes des ganzen Querſchnitts über demſelben Punkt; ſo hat man

$$h^1 = \frac{h_1{}^1\, F_1 + h_2{}^1\, F_2 + h_3{}^1\, F_3 + \ldots}{F}$$

$d_1\ d_2\ d_3$ den Abſtand des Schwerpunktes des 1ſten, 2ten, 3ten Rechtecks vom Schwerpunkte des ganzen Querſchnitts, ſo hat man das Trägheitsmoment des ganzen Querſchnitts

$$T = \left(\frac{1}{12}\, c_1{}^2 + d_1{}^2\right) F_1 + \left(\frac{1}{12}\, c_2{}^2 + d_2{}^2\right) F_2 + \left(\frac{1}{12}\, c_3{}^2 + d_3{}^2\right) F_3 + \ldots$$

Wenn die Höhe c_1 eines Rechteckes im Vergleich zu dem Abſtande d_1 ſeines Mittelpunktes vom gemeinſchaftlichen Schwerpunkte klein iſt, ſo kann man in dem Ausdrucke $\left(\frac{1}{12}\, c_1{}^2 + d_1{}^2\right) F_1$ ſeines Trägheitsmomentes das erſte Glied gegen das zweite vernachläſſigen. [illegible] ...nehmen. Dieß iſt z. B. bei den flachliegenden Rip...

Wenn der F... ...wird er ſymmetriſch und man h... ...e b_3, die Breite der obern ... Winkeleiſen b_1,

ihre Stärke c_2, d_1 und d_2 die den letztern Theilen entsprechenden Entfernungen der Schwerpunkte vom Mittelpunkt des Trägers

$$T = 2 d_1^2 F_1 + 4 d_2^2 F_2 + \frac{1}{12} c_3^2 F_3, \text{ worin}$$

$$F_1 = b_1 c_1 \quad F_2 = 2 b_2 c_2 \quad F_3 = b_3 c_3$$

$$F = 2 F_1 + 4 F_2 + F_3 \text{ ist.}$$

Für einen Gitterträger wäre

$$T = 2 d_1^2 F_1 + 4 d_2^2 F_2 + \frac{m}{12} c^2 F^1$$

worin

c die Höhe und

F' den normalen Querschnitt eines Gitterstabs und

m die Zahl der in jedem Querschnitt des Balkens nach rechts oder nach links geneigten Stäbe ist.

Bei eisernen Gitterbalken kann die Tragfähigkeit des Gitterwerkes vernachlässigt werden, so daß man hat

$$T = 2 d_1^2 F_1 + 4 d_2^2 F_2.$$

Schließlich wird noch bemerkt, daß wenn d den Abstand des Schwerpunkts einer Figur F von der neutralen Achse und T das Trägheitsmoment dieser Figur in Beziehung zu der durch seinen Schwerpunkt gehenden Achse darstellt, das Trägheitsmoment T^1 in Beziehung zur neutralen Achse folgenden Werth hat:

$$T^1 = T + d^2 F.$$

9) Maximalbelastung.

Bei der Berechnung der Tragfähigkeit der Brücken muß man für die durch den Betrieb darauf gebrachte Belastung den ungünstigsten Fall annehmen; dieß ist für Eisenbahnbrücken offenbar der, wenn man sich einen ununterbrochenen Zug von Locomotiven auf dem Brückengeleise befindlich denkt.

Brücken mit 2 Trägern und 1 Geleis.

Freiliegende Länge der Träger = l.

Schienen, Langschwellen und Bohlenbelag pro lauf. Fuß	150	Pfd. braunschw.
Querträger pro laufenden Fuß	100	„ „
Querverstrebungen pro laufenden Fuß	50	„ „
Gewicht der Belastung durch Locomotiven auf jeden Balken pro laufenden Fuß	1000	„ „
Gewicht des Trägers pro laufenden Fuß	—	„ 4 l.
Belastung eines Trägers pro laufenden Fuß . p =	1300 + 4 l.	

Bei Brücken, welche kürzer als 20 Fuß sind, wird eine Last P = 10000 Pfd. in der Mitte angenommen.

10) Festigkeitscoefficienten in Pfunden pro 1 □Zoll des Querschnitts für braunschweigisch Maaß.

	Schmiedeisen.	Gußeisen.
Gewicht von einem Kubikfuß	381	357
Elasticitätsmodul e	23970000	13220000
Elasticitätsgränze für absolute Festigkeit	16500	11500

	Schmiedeisen.	Gußeisen.
Elasticitätsgränze für rückwirkende Festigkeit . .	18100	18100
Absolute Festigkeit f'	49600	15700
Rückwirkende Festigkeit f''	74400	115700
Relative Festigkeit für symmetrische Querschnitte .	49600	15700

Bei Brücken wird von diesen Festigkeitscoefficienten bei Schmiedeisen $\frac{1}{7}$ und bei Gußeisen $\frac{1}{9}$ angenommen.

In den früheren Formeln für p, nach welchen die Bruchbelastung an irgend einer Stelle des Balkens berechnet wird, nimmt man für $\frac{f}{h}$ immer denjenigen Werth an, welcher von den beiden Quotienten $\frac{f'}{h'}$ und $\frac{f''}{h''}$ der kleinere ist.

Mit Hülfe dieser Formeln werden Beispiele angeführt und berechnet und es ergibt sich daraus, daß ein Blechbalken bei gleicher Trägfähigkeit schwerer ist, als ein Gitterbalken.

11) Größte Länge von Schienenträgern.

Um zu ermitteln, wie weit eine gewöhnliche Vignol'sche Eisenbahnschiene frei liegen darf, hat man die Formel (25) bei Vernachlässigung des Eigengewichts

$$P = \frac{1}{2} \frac{fT}{hl} \text{ oder } l = \frac{1}{2} \frac{fT}{Ph}.$$

Als Belastung hat man

$$P = 10000 \text{ Pfund und bei 7facher Sicherheit } f = \frac{49600}{7} = 7086 \text{ Pfund,}$$

folglich $\frac{f}{P} = 0,7086$ und

$$l = 0,3543 \frac{T}{h};$$

für $T = 11,2$ und $h = 2$ Zoll wird $l = 1,98$ oder 2 Fuß.

Wenn 2 Schienen aufeinander genietet werden, hat man nach Gleichung (6)

$$P = \frac{1}{3} \frac{fT}{hl} \text{ oder}$$

$$l = \frac{1}{3} \frac{fT}{Ph} \text{ und da}$$

$$\frac{f}{P} = 0,7086; \; l = 0,2362 \frac{T}{h}; \; h = 4 \text{ Zoll.}$$

Trägheitsmoment einer Schiene durch die Schwerpunktsachse = 11,2, also für eine durch ihre Basis gehende Achse $11,2 + 2^2 . 7,7 = 42$, mithin für beide Schienen $T = 84$ und $\frac{T}{h} = 21$, also

$$l = 4,96 \text{ oder 5 Fuß.}$$

Für Fischbauchträger hat man nach Gleichung (3)

$$l = \sqrt{\frac{2}{3} \frac{fT}{ph}};$$

für $p = 1350$ Pfund (bei 2 Trägern)

" $\frac{f}{p} = 5{,}25$

" $h = 10$ Zoll, wenn der Abstand der Schienen $= 12$ Zoll.

$$T = 2\ (11{,}2 + 8^2 . 7{,}7) + 4 . 5{,}5^2 . 2 . 2 . \frac{1}{2} + \frac{1}{12} . 12^2 . 12 . \frac{1}{2} = 1322,$$

also
$$\frac{T}{h} = 132{,}2 \text{ und}$$

$$l = \sqrt{\frac{2}{3}\ 5{,}25 . 132{,}2} = 21{,}5 \text{ Fuß.}$$

12) Näherungsweise Berechnung der Blech- und Gitterträger.

Um vor der Ausführung der genauen Rechnung die erforderliche Stärke des obern und untern Gurteisens angenähert kennen zu lernen, denke man sich das Material des Gurteisens und der zugehörigen beiden Winkeleisen in eine horizontale materielle Linie vereinigt, vernachlässige die Tragfähigkeit der Blech- oder Gitterwand und nehme zur Höhe des Trägers den zehnten Theil der Weite und 7fache Sicherheit, so hat man nach Gleichung (3)

$$p = \frac{2}{3}\ \frac{f\,T}{h\,l^2};$$

worin $T = 2\,h^2\,F$ und F den Querschnitt eines Gurteisens nebst den beiden Winkeleisen bedeuten; den Werth von T substituirt gibt

$$p = \frac{2}{3}\ f\ \frac{2\,h^2\,F}{h\,l^2} \text{ und } F = \frac{3\,p\,l^2}{4\,h\,f}.$$

Wenn ein Geleise von 2 Balken getragen wird, ist $p = (1300 + 4\,l)$ Pfund,

$f = 7086$ Pfund, $h = \frac{1}{20}\ l$ Fuß $= \frac{3}{5}\ l$ Zoll,

folglich
$$F = \frac{(1300 + 4\,l)\ l}{5670} \ \square\text{Zoll.}$$

Beispiel.

Wie viel badische Quadratzoll muß der Kopf einer Blech- oder Gitterbrücke enthalten, wenn der Querschnitt symmetrisch ist und die lichte Weite 60 Fuß badisch beträgt.

Hier hat man

$l = 60$ Fuß badisch $= 63{,}1$ Fuß braunschweigisch.

$$F = \frac{(1300 + 4 . 63{,}1)\ 63{,}1}{5670} = 17 \ \square\text{Zoll braunschweigisch oder}$$
$$= 12 \ \square\text{Zoll badisch.}$$

Gurteisen . $= 7\ \square''$
Beide Winkel $= 5\ \square''$
$12\ \square''$ badisch Maaß.

Literatur.

Der Bau der Brückenträger mit wissenschaftlicher Begründung der gegebenen Regeln von Fr. Laißle und Ad. Schübler, Ingenieure.
Stuttgart 1857. Preis 3 fl.

Des Ingenieurs Taschenbuch. Herausgegeben von dem Verein „die Hütte."
Berlin 1857. Preis 2 fl. 24 kr.
Theorie der Holz- und Eisenconstructionen von dem k. k. Ingenieur Rephann. Wien 1856.
Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken von Dr. H. Scheffler. Braunschweig 1857. Preis 4 fl. 48 kr.

§. 5.

Theorie der Fox'schen Bogenbrücke

(von Cullmann).

Es sei in der Fig. 19, Taf. XXIII. ACB der Bogen, AB die Spannkette und EF ein beliebiges Fach der Brücke.

Die Spannweite der Brücke sei . . . . $2l$
Die Pfeilhöhe . . . . f
Die Entfernung des Fachs EF vom Anfang der Coordinaten A . . x
Die Fachlänge selbst . . . . d
Deren Höhe . . . . y

Die Belastung der Brücke bestehe in einer gleichförmigen Belastung p für die Längeneinheit und einer zufälligen über die Brücke sich bewegenden Belastung p', welche nur auf die Länge λ der Brücke vertheilt ist. Die Lage des Zuges von der Länge λ wird durch α, der Abscisse seiner Mitte, bestimmt. Ferner sei $M_{(x)}$ das Moment sämmtlicher auf einer Seite von E wirkenden Kräfte; $Q_{(x)}$ die Spannung in der Kette (nahezu auch im Bogen) an demselben Punkt. Endlich sei ACB ein Parabelbogen. Man hat alsdann die Gleichung für denselben:

$$(l-x)^2 = \frac{l^2}{f}(f-y) \text{ oder}$$

$$y = f\left(\frac{2x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right).$$

Der Druck auf die Stütze A ist $= pl + p'\lambda\,\frac{2l-\alpha}{2l}$; und der auf die Stütze $B = pl + p'\lambda \cdot \frac{\alpha}{2l}$; demnach das Moment aller auf einer Seite von E wirkenden Kräfte, wenn x zwischen die Endpunkte der zufälligen Belastung von λ fällt

$$M_{(x)} = \left[pl + p'\lambda\left(1-\frac{\alpha}{2l}\right)\right]x - \frac{1}{2}px^2 - \frac{1}{2}p'\left(x-\alpha+\frac{1}{2}\lambda\right)^2 =$$

$$= \frac{1}{2}(p+p')l^2\left(\frac{2x}{l}-\frac{x^2}{l^2}\right) - \frac{1}{2}p'(l-\alpha)(2l-\lambda)\frac{x}{l} - \frac{1}{2}\left(p'\alpha - \frac{1}{2}\lambda\right)^2.$$

Es ist aber auch

$$M_{(x)} = Q_{(x)} \cdot y = Q_{(x)}\, f\left(\frac{2x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right) \text{ also auch}$$

$$\text{(I)}\quad Q_{(x)} \cdot f = \frac{1}{2} \cdot (p+p')\,l^2 - \frac{1}{2}p' \cdot \frac{\left[(l-\alpha)(2l-\lambda)\,\frac{x}{l} + \left(\alpha - \frac{1}{2}\lambda\right)^2\right]}{\frac{2x}{l} - \frac{x^2}{l^2}}.$$

Die Kettenspannung bei F erhält man, wenn statt x, x+d gesetzt wird, nämlich

$$Q_{(x+d)} \cdot f = \frac{1}{2}(p+p')l^2 - \frac{1}{2}p' \frac{\left[(l-\alpha)(2l-\lambda)\left(\frac{x+d}{l}\right)+\left(\alpha-\frac{1}{2}\lambda\right)^2\right]}{\frac{2(x-d)}{l}-\frac{(x+d)^2}{l^2}}$$

Die Differenz

$$Q_{(x)} - Q_{(x+d)} =$$

$$= p' \cdot \frac{d}{2fl} \frac{\left[(l-\alpha)(2l-\lambda)\frac{(x+d)x}{l^2} - 2\left(\alpha-\frac{1}{2}\lambda\right)^2\left(1-\frac{x}{l}-\frac{d}{2l}\right)\right]}{\left(\frac{2x}{l}-\frac{x^2}{l^2}\right)\left[2\cdot\frac{(x+d)}{l}-\left(\frac{x+d}{l}\right)^2\right]} \quad \text{(II)}$$

oder die Aenderung der Kettenspannung auf eines Feldes Länge kann nur durch die vereinte Wirkung der Streben und Pfosten hervorgebracht werden und bezeichnet daher die Kraft, mit der dieselben in Anspruch genommen werden. Sie ist $= 0$, wenn $p' = 0$ ist, d. h. bei gleichförmiger Belastung parabolischer Bogen ist die Spannung in den Ketten constant und das Fachwerk hat nichts zu tragen.

Bei ungleichförmiger Belastung aber ist zunächst zu bestimmen, für welche Werthe von α, λ und x der absolute Werth von $Q_{(x)} - Q_{(x+d)}$ ein Maximum wird. Der Zähler

$$X = (l-\alpha)(2l-\lambda)\frac{x(x+d)}{l^2} - 2\left(\alpha-\frac{1}{2}\lambda\right)^2\left(1-\frac{x}{l}-\frac{d}{2l}\right)$$

nimmt beständig ab, wenn α zunimmt, denn der erste Differenzialcoefficient

$$\frac{dX}{d\alpha} = -(2l-\lambda)\frac{x(x+d)}{l^2} - 4\left(\alpha-\frac{1}{2}\lambda\right)\left(\frac{l-x-\frac{1}{2}d}{l}\right)$$

der auch so geschrieben werden kann:

$$\frac{dX}{d\alpha} = -(2l-\lambda)\frac{(2l-x)(2l-x-d)}{l^2} - 4\left(2l-\alpha-\frac{1}{2}\lambda\right) \cdot \left(\frac{x+\frac{1}{2}d-l}{l}\right)$$

ist stets negativ für alle Werthe von α zwischen $\frac{1}{2}\lambda$ und $2l-\frac{1}{2}\lambda$; ist $x < l$, so geht dieß aus dem ersten Ausdruck, und im umgekehrten Falle aus dem zweiten Ausdruck von $\frac{dX}{d\alpha}$ hervor. Da nun X sowohl positiv als negativ sein kann, so folgt, daß dem kleinsten Werth von α nämlich $\alpha = x - \frac{1}{2}\lambda$,*) oder $\alpha = \frac{1}{2}\lambda$,

*) Sollte eigentlich heißen $\alpha = x + d - \frac{1}{2}\lambda$, weil die aufgestellten Gleichungen bloß auf die Belastungslängen λ gültig sind, $x + d$ demnach nicht größer als $\alpha + \frac{1}{2}\lambda$ sein darf. Alles entwickelt sich jedoch schöner, wenn man $\alpha = x - \frac{1}{2}\lambda$ und d negativ annimmt.

wenn x kleiner als λ ist, das Maximum des positiven Werthes von X; dem größten Werth von α aber, nämlich $\alpha = x + \frac{1}{2}\lambda$ oder $\alpha = 2l - \frac{1}{2}\lambda$, wenn x größer als $2l - \lambda$ ist, das Maximum des negativen Werthes von X entspreche.

Setzt man nun $\alpha = x - \frac{1}{2}\lambda$, so wird

$$X = 2\left(l - \frac{1}{2}\lambda - x\right)\left(l - \frac{1}{2}\lambda\right)\frac{x(x+d)}{l^2} - 2(x-\lambda)^2\left(1 - \frac{x}{l} - \frac{d}{2l}\right)$$

diese Größe nimmt zu mit λ; denn

$$\frac{dX}{d\lambda} = (x-\lambda)\left[\frac{x(x+d)}{l^2} + 2\left(1 - \frac{x}{l} - \frac{d}{2l}\right)\right]$$

ist immer positiv. Sie wird daher für den größten Werth von $\lambda = x$ ein Maximum. Der Werth von $\alpha = \frac{1}{2}\lambda$ führt zu demselben Resultate; es wird

$X = 2\left(l - \frac{1}{2}\lambda\right)^2\frac{x(x+d)}{l^2}$ ein Maximum für den größten Werth von $x = \lambda$.

Substituirt man die Werthe von $\alpha = \frac{1}{2}x$ und $\lambda = x$, welche $Q_{(x)} - Q_{(x+d)}$ zum Maximum machen in Gl. (2), so wird

$$\text{(III)} \qquad Q_{(x)} - Q_{(x+d)} = \frac{1}{4}p'l \cdot \frac{d}{f} \cdot \frac{2 - \frac{x}{l}}{2 - \frac{x}{f} - \frac{d}{l}}$$

bemerkt man nun, daß d hier negativ ist, weil $x+d$ nicht über die Belastungsgränze von λ hinausfallen darf, so kann man annehmen, daß die Spannungsdifferenz nahezu gleich, niemals aber größer sein kann als

$$Q_{(x-d)} - Q_{(x)} = \frac{1}{4} \cdot p'l\frac{d}{f}.$$

Ganz auf dieselbe Weise erhält man das Maximum der negativen Werthe von (2), wenn man

$$\lambda = 2l - x \text{ und } \alpha = 2l - \frac{1}{2}\lambda = l + \frac{1}{2}x \text{ setzt:}$$

$$\text{(IV)} \qquad Q_{(x)} - Q_{(x+d)} = -\frac{1}{4}p'l \cdot \frac{d}{f} \cdot \frac{x}{x+d}.$$

Diese Größe ist nahezu gleich, niemals aber größer als

$$Q_{(x)} - Q_{(x+d)} = -\frac{1}{4} \cdot p'l \cdot \frac{d}{f}.$$

Für die Punkte außerhalb des Zuges λ erhält man bei derselben Bezeichnung wie oben, wenn $x < \alpha - \frac{1}{2}\lambda$ ist:

$$M_{(x)} = \left[pl + p'\lambda\left(1 - \frac{\alpha}{2l}\right)\right]x - \frac{1}{2}px^2 = Q_{(x)} \cdot f \cdot \left(\frac{2x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right)$$

$$Q_{(x)} \cdot f = \frac{1}{2} p l^2 + \frac{1}{2} p' l \cdot \frac{\lambda\left(1 - \frac{\alpha}{2l}\right)}{1 - \frac{x}{2l}}$$

$$Q_{(x+d)} - Q_{(x)} = \frac{1}{4} p' \cdot \frac{d}{f} \cdot \frac{\lambda\left(1 - \frac{\alpha}{2l}\right)}{\left(1 - \frac{x}{2l}\right)\left(1 - \frac{x}{2l} - \frac{d}{2l}\right)}.$$

Leicht nachzuweisen ist, daß $\lambda\left(1 - \frac{\alpha}{2l}\right)$ ein Maximum bei den äußersten Werthen von α und λ, also für $\lambda = 2l - x$ und $\alpha = l + \frac{1}{2} x$, wo dann

$$Q_{(x-d)} - Q_{(x)} = \frac{1}{4} p' l \cdot \frac{d}{f} \cdot \frac{2 - \frac{x}{l}}{2 - \frac{x}{l} - \frac{d}{l}}.$$

Da auch hier x auf der äußersten Gränze der unbelasteten Strecke liegt, so muß gerade wie oben d negativ genommen werden; es ist dann $Q_{(x+d)} - Q_{(x)}$ nahezu gleich, niemals aber größer als

$$Q_{(x-d)} - Q_{(x)} = -\frac{1}{4} p' l \cdot \frac{d}{f}.$$

Wenn $\alpha + \frac{1}{2}\lambda < x < 2l$ ist, so erhält man für den unbelasteten Theil der Längenconstruction

$$M_{(x)} = \left[p l + p' \lambda \cdot \frac{\alpha}{2l}\right](2l - x) - \frac{1}{2} p (2l - x)^2 = Q_{(x)} . f . \left(\frac{2x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right)$$

$$Q_{(x)}\, f = \frac{1}{2} p l^2 + \frac{1}{2} p' l \cdot \frac{\alpha \lambda}{x}$$

$$Q_{(x)} - Q_{(x+d)} = \frac{1}{2} p' l \cdot \frac{d}{f} \cdot \frac{\alpha\lambda}{x(x+d)}.$$

Diese Größe wird ein Maximum bei den größten Werthen von $\alpha = \frac{1}{2} x$ und $\lambda = x$, nämlich

$$Q_{(x)} - Q_{(x+d)} = \frac{1}{4} p' l \cdot \frac{d}{f} \cdot \frac{x}{x+d}$$

die ebenfalls nahezu gleich, niemals aber größer als

$$Q_{(x)} - Q_{(x+d)} = \frac{1}{4} p' l \cdot \frac{d}{f} \text{ ist.} \tag{V}$$

Hiermit ist nun vollständig bewiesen, daß die Differenz der Spannungen von Feld zu Feld in den Ketten an dem Ende eines über die Brücke sich bewegenden Zuges am größten wird und das Gewicht eines Zuges erreichen kann, dessen Länge gleich $\frac{1}{8}$ der Brückenweite, wenn die Fachlänge gleich der Pfeilhöhe ist.

Sollte dieß jedoch nicht der Fall sein, so muß dieses Gewicht noch mit dem Verhältniß der Fachlänge zur Pfeilhöhe multiplicirt werden.

Vergleicht man diese größte Spannungsdifferenz der Ketten, die durch die Streben und Pfosten aufgehoben werden muß, mit der größten Spannung in der Kette selbst; so erhält man:

$$\text{(VI)} \qquad \frac{Q_{(x)} - Q_{(x+d)}}{Q_{(x)}} = \frac{\frac{1}{4} p' l . \frac{d}{f}}{\frac{1}{2} (p + p') \frac{l^2}{f}} = \frac{p' d}{2 (p + p') l}$$

oder: Es verhält sich die größte horizontale Seitenkraft einer Strebe oder eines Pfostens zur größten Spannung in den Ketten, gleich wie die auf eine Fachlänge treffende zufällige Belastung zur größtmöglichen Belastung der ganzen Brücke. Nach dieser leicht dem Gedächtniß sich einprägenden Regel wird die Kraft, welche durch die Streben und Pfosten aufgehoben werden muß, am einfachsten berechnet werden können.

Da $Q_{(x)} - Q_{(x+d)}$ in der Gleichung (II) für jeden Werth von x sowohl negativ als auch positiv werden kann, so müssen bei solchen Brücken immer Gegenstreben angewendet werden. Der oben entwickelte Werth von $Q_{(x)} - Q_{(x+d)}$ ist nur die Spannungsdifferenz der Kette an den Punkten x und $x + d$, die erst in zwei Seitenkräfte nach den Richtungen der Streben und Pfosten zerlegt werden muß. Denkt man sich nun den Zug in Fig. 20 von C nach A wirkend, construirt dann auf AC als Diagonale das Parallelogramm ABCD, und setzt der in §. 1. des Anhangs gewählten Bezeichnung entsprechend die Länge der Strebe $BC = s$, die des Pfostens $AB = z_{(x)}$, des Pfostens $EC = z_{(x+d)}$, die Spannung in $BC = S_{(x + \frac{1}{2} d)}$ und den Druck in $EC = Z_{(x+d)}$, so erhält man:

$$S_{(x + \frac{1}{2} d)} = \frac{s}{f} \left(Q_{(x+d)} - Q_{(x)}\right)$$

und

$$Z_{(x+d)} = \frac{z_{(x)}}{f} \left(Q_{(x+d)} - Q_{(x)}\right).$$

Der allgemeine Werth des Maximums von $Q_{(x+d)} - Q_{(x)}$ kann $= \frac{1}{4} p' l . \frac{d}{f} \cdot \frac{x}{x + d}$ gesetzt werden, wenn man berücksichtigt, daß diese in

$$Q_{(x)} - Q_{(x+d)} = \frac{1}{4} . p' l . \frac{d}{f} \cdot \frac{2 l - x}{2 l - x - d}$$

übergeht, wenn man statt x, $2 l - x$ und statt d, $- d$ setzt, man hat daher allgemein

$$\text{(VII)} \qquad \begin{cases} S_{(x + \frac{1}{2} d)} = \frac{1}{4} p' l . \frac{s}{f} \cdot \frac{x}{x + d} \\ Z_{(x+d)} = \frac{1}{4} p' l . \frac{z_{(x)}}{f} \cdot \frac{x}{x + d} \end{cases}$$

In diesen Gleichungen gilt $S_{(x + \frac{1}{2} d)}$ für die Strebe, welche den Bogenpunkt x (B) mit dem Kettenpunkt x+d (C) verbindet; um die Spannung in der Gegenstrebe AE zu erhalten, muß man x von dem entgegengesetzten Ende des Bogens O' ausrechnen, oder statt x, 2l—x setzen, weil die Spannungen in AE und A'E' gleich groß sind, wenn AO = A'O' ist.

Da $Z_{(x+d)}$ sowohl mit der Strebe als auch mit der Gegenstrebe zusammengesetzt erscheint, so muß immer der größere der Werthe $\frac{x}{x+d}$ und $\frac{2l-x}{2l-x+d}$ gewählt, oder es muß x immer größer als l angenommen werden. In den meisten Fällen wird dann d gegen x vernachlässigt, der Druck in allen Pfosten gleich und z = f gesetzt werden können, so daß

$$Z = \frac{1}{4} p' l \text{ wird.} \qquad (VII^a)$$

Bei kleinern Brücken wird man auch alle Streben gleich stark nach der Formel

$$S = \frac{1}{4} p' l \cdot \frac{s}{f} \text{ berechnen;} \qquad (VII^b)$$

bei größern Constructionen wird es sich jedoch lohnen, durch Berechnung der geringeren Strebenbelastung in der Nähe der Widerlager Material zu ersparen.

Der größte Druck im Bogen ist wie im §. 2. b. A.

$$D = l(p+p')\sqrt{1+\left(\frac{l}{2f}\right)^2}. \qquad (VIII)$$

Die größte Spannung der Kette

$$Q = (p+p')\frac{l^2}{2f}. \qquad (IX)$$

§. 6.

Theorie der Kettenbrücken.

Gleichung und wirkliche Form der Gleichgewichtskurve.

Um sich die Berechnung der hängenden Brücken zu erleichtern, setzt man allgemein voraus, die Ketten oder Taue seien auf ihre ganze Länge gleichförmig belastet und nehmen die Form einer Parabel an.

Diese Hypothese führt in den meisten Fällen auf hinlänglich genaue Resultate; allein wenn es sich um sehr große Spannweiten handelt, geht dieß nicht mehr gut an, indem die Hängestangen gegen die Enden der Brückenbahn zu bedeutend schwerer werden wie in der Nähe des Scheitels derselben, wodurch die Parabellinie in eine andere mit ihr ziemlich ähnliche Kurve verwandelt wird.

Man weiß, daß die Differentialgleichung, welche die Bedingungen des Gleichgewichts eines vollkommen biegsamen, an beiden Enden aufgehängten Taues, welches beliebig belastet ist, ausdrückt, folgende ist:

$$Q \cdot \frac{dy}{dx} = \int p\,dx \text{ oder } \frac{dy}{dx} = \frac{1}{Q}\int p\,dx$$

p ist das Gewicht an irgend einem Punkte, dessen Absciffe = x = Op; Fig. 10, Taf. XXIX.

Q die horizontale Spannung an diesem Punkte.

In diesem Falle ist p keine constante Last, sondern eine Function von x, welche in 3 Theile zerfällt, nämlich: eine Constante, welche die gleichförmig auf die Abscissenlinie vertheilten Gewichte für die Längeneinheit ausdrückt; einen von dem Gewichte der Hängestangen, und endlich einen von dem Gewichte der Taue abhängigen Theil. Die beiden letztern variablen Gewichte werden unter der Voraussetzung ermittelt, als sei die zu suchende Kurve wirklich ein Parabel.

Diese Parabel, bezogen auf die Achsen Ox und Oy, hat die Gleichung:

$$y = \frac{f}{h^2} \cdot x^2 \tag{1}$$

h ist die halbe Weite MB und
f die Pfeilhöhe OM.

Ohne merklichen Fehler zu begehen, kann angenommen werden, als vertheile sich das Gewicht aller Hängestangen 2τ auf alle Punkte der Linie DE proportional mit den correspondirenden Parabelordinaten, so daß auf das unendlich kleine Element pq der Gewichtstheil $\frac{3\tau}{h^3} \cdot x^2\,dx$ kommt, da dieser Ausdruck für $x = +h$ und $x = -h$ integrirt wieder 2τ gibt. Der von dem Gewichte der Hängestangen herrührende Theil von p ist daher $\frac{3\tau}{h^3} \cdot x^2$.

Zur Bestimmung des Theils von p, welcher von dem Gewichte der Taue oder Ketten herrührt, sei σ das Gewicht für die Längeneinheit der Kette, so hat man für das Gewicht des Elements $mn = ds$, welches dem Theile pq entspricht:

$$\sigma ds = \sigma dx \sqrt{1 + \frac{dy^2}{dx^2}} = \sigma dx \sqrt{1 + \frac{4f^2x^2}{h^4}}.$$

Der variable Ausdruck für diesen Theil des Gewichts von p wird also sein:

$$\sigma \sqrt{1 + \frac{4f^2x^2}{h^4}}.$$

Bedeutet endlich π das Gewicht für die Längeneinheit aller Theile der Construction, welche gleichförmig auf der Abscissenlinie vertheilt sind, so hat man:

$$p = \pi + \frac{3\tau x^2}{h^3} + \sigma \sqrt{1 + \frac{4f^2x^2}{h^4}}$$

folglich die Differentialgleichung:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{Q} \int \left(\pi + \frac{3\tau x^2}{h^3} + \sigma \sqrt{1 + \frac{4f^2x^2}{h^4}}\right) dx$$

und

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{Q} \int \left[\pi + \tau \frac{3x^2}{h^3} + \sigma \left(1 + \frac{2f^2x^2}{h^4} - \frac{2f^4x^4}{h^8} + \ldots\right)\right] dx$$

und durch Integration:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{Q} \left[\pi x + \tau \frac{x^3}{h^3} + \sigma \left(x + \frac{2f^2x^3}{3h^4} - \frac{2f^4x^5}{5h^8} + \ldots\right)\right].$$

Die Constante ist $= 0$, weil für $x = 0$, $\frac{dy}{dx} = 0$, die zweite Integration gibt daher:

$$y = \frac{1}{Q}\left[\frac{\pi x^2}{2} + \frac{\tau x^4}{4h^3} + \sigma\left(\frac{x^2}{2} + \frac{2f^2 x^4}{3.4.h^4} - \frac{2f^4 x^6}{5.6.h^8} + ..\right)\right]$$

für $x = 0$, $y = 0$ also Const. $= 0$.

Für $x = h$ erhält man den Ausdruck für den Pfeil OM, welchen wir mit f bezeichnen wollen:

$$f = \frac{1}{Q}\left[\frac{\pi h^2}{2} + \frac{\tau h}{4} + \sigma\left(\frac{h^2}{2} + \frac{f^2}{6} - \frac{f^4}{15h^2} + \ldots\right)\right].$$

Das f in der Parenthese ist die Pfeilhöhe für die Parabelkurve.

In den meisten Fällen der Anwendung wird es genügen, die folgenden Gleichungeh zu nehmen:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{Q}\left[(\pi + \sigma)\,x + \left(\tau + \frac{2\sigma f^2}{3h}\right) \cdot \frac{x^3}{h^3}\right]$$

$$y = \frac{1}{2Q}\left[(\pi + \sigma)\,x^2 + \left(\tau + \frac{2\sigma f^2}{3h}\right) \cdot \frac{x^4}{2h^3}\right] \quad (2)$$

$$f = \frac{1}{2Q}\left[(\pi + \sigma)\,h^2 + \frac{\tau h}{2} + \frac{\sigma f^2}{3}\right]. \quad (3)$$

Aus der letzten Gleichung ergibt sich:

$$\frac{1}{2Q} = \frac{f}{(\pi + \sigma)\,h^2 + \frac{\tau h}{2} + \frac{\sigma f^2}{3}}$$

daher

$$y = \frac{f}{(\pi + \sigma)\,h^2 + \frac{\tau h}{2} + \frac{\sigma f^2}{3}}\left[(\pi + \sigma)x^2 + \left(\tau + \frac{2\sigma f^2}{3h}\right)\frac{x^4}{2h^3}\right]. \quad (4)$$

§. 7.

Länge der Gleichgewichtskurve.

Die halbe Länge der Kurve ist bekanntlich

$$c = \int_0^h dx \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$$

und hinreichend genau

$$c = \int_0^h dx \left\{1 + \frac{1}{2}\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right\}.$$

Durch Substitution und Reduction erhält man:

$$c = h\left[1 + \frac{2f^2}{3h^2}\left(1 + \frac{3\tau h + 2\sigma f^2}{15\,(\pi + \sigma)\,h^2}\right)\right]. \quad (1)$$

Die Länge der wirklichen Gleichgewichtskurve ist also größer wie die Länge c' der Parabellinie, welche man findet:

$$(2) \qquad c' = h\left[1 + \frac{2}{3}\left(\frac{f}{h}\right)^2 - \frac{2}{5}\left(\frac{f}{h}\right)^4 + \frac{4}{7}\left(\frac{f}{h}\right)^6 - \ldots\right]$$

und hinlänglich genau

$$(3) \qquad c' = h\left\{1 + \frac{1}{6}\left(\frac{2f}{h}\right)^2 - \frac{1}{40}\left(\frac{2f}{h}\right)^4 + \ldots\right\}.$$

Die Länge eines Theils vom Scheitel bis zu einem Punkt, dessen Coordinaten x und y, findet sich:

$$(4) \qquad c^x = x\left\{1 + \frac{1}{6}\left(\frac{2fx}{h^2}\right)^2 - \ldots\right\}.$$

§. 8.

Größe der Pfeilhöhe für eine gegebene Kettenlänge und Spannweite.

Die Gl. (2) des §. 7. gibt

$$\frac{c' - h}{h} = \frac{2}{3}\left(\frac{f}{h}\right)^2 - \frac{2}{5}\left(\frac{f}{h}\right)^4 + \frac{4}{7}\left(\frac{f}{h}\right)^6 - \ldots$$

Setzt man der Kürze wegen:

$\frac{c' - h}{h} = z$ und $\left(\frac{f}{h}\right)^2 = u$, so kann man schreiben

$$z = \frac{2}{3}u - \frac{2}{5}u^2 + \frac{4}{7}u^3 - \ldots$$

Durch Umkehrung dieses Ausdrucks kann aber nur

$$u = az + bz^2 + cz^3 + \ldots$$

gefunden werden, wo a, b, c ... noch zu bestimmende Coefficienten sind. Entwickelt man daher, um diese zu finden, auch noch die aufeinander folgenden Potenzen des letzten Ausdrucks, so erhält man:

$$u^2 = a^2z^2 + 2abz^3 + (b^2 + 2ac)z^4 + \ldots$$
$$u^3 = a^3z^3 + 3a^2bz^4 + \ldots$$
$$u^4 = a^4z^4 + \ldots$$

Diese Werthe in obige für z aufgestellte Gleichung statt $u, u^2, u^3, u^4 \ldots$ eingeführt, verwandeln dieselbe in:

$$z = \frac{2}{3}az - \frac{1}{15}(6a^2 - 10b)z^2 + \frac{1}{105}(60a^3 - 84ab + 70c)z^3 - \ldots$$

und weil in jeder Function dieser Art die Coefficienten, welche zu einerlei Potenzen der Veränderlichen gehören, einander beiderseits gleich sind, so ist nothwendig $\frac{2a}{3} = 1$, mithin $a = \frac{3}{2}$, ferner $-\frac{1}{15}(6a^2 - 10b) = 0$; $b = \frac{3a^2}{5}$; substituirt man hierin statt a den vorhin gefundenen Werth, so erhält man $b = \frac{27}{20}$; so ist ferner

$$\frac{1}{105}(60a^3 - 84ab + 70c) = 0$$

also: $c = \frac{84\,ab - 60\,a^2}{70}$, woraus durch Einführung der bisher für a und b gefundenen Werthe

$$c = -\frac{81}{175} \text{ gefunden wird.}$$

Es ist somit:

$$\left(\frac{f}{h}\right)^2 = \frac{3}{2}\left(\frac{c'-h}{h}\right) + \frac{27}{20}\left(\frac{c'-h}{h}\right)^2 - \frac{81}{175}\left(\frac{c'-h}{h}\right)^3 + \ldots$$

Daher die Pfeilhöhe:

$$f = h\sqrt{\left[\frac{3}{2}\left(\frac{c'-h}{h}\right) + \frac{27}{20}\left(\frac{c'-h}{h}\right)^2 - \frac{81}{175}\left(\frac{c'-h}{h}\right)^3 + \ldots\right]} \qquad (1)$$

oder auch

$$\left(\frac{2f}{h}\right)^2 = 6\left[\left(\frac{c'-h}{h}\right) + \frac{9}{10}\left(\frac{c'-h}{h}\right)^2 - \frac{54}{175}\left(\frac{c'-h}{h}\right)^3 + \ldots\right]. \qquad (2)$$

§. 9.

Länge der Hängestangen.

Die Länge der Hängestangen einer hängenden Brücke ist abhängig von der Form der Gleichgewichtskurve und der Brückenbahn, sowie von der Entfernung $e = O o$, Fig. 10, Taf. XXIX.

Die Gleichgewichtskurve kann nur bei mittlern Tragweiten als Parabel angesehen werden, bei sehr großen Entfernungen der Stützpunkte bestimmt sie sich nach der wirklichen Gleichung von der Form:

$$y = a x^2 + b x^4.$$

Die Linie der Brückenbahn kann stets als Parabel betrachtet werden, ihre Gleichung ist daher:

$$y = \alpha \,.\, x^2.$$

Diese beiden Gleichungen genügen, die Längen der Hängestangen für alle Fälle zu ermitteln; für Brücken mit nicht sehr großen Tragweiten wird man also beide Kurven als Parabeln ansehen können und hat die Gleichungen:

$$y = \alpha x^2 \text{ und } y = \alpha' x^2.$$

Für eine Hängestange in der nte Reihe wird man die Länge haben:

$$t_n = \alpha x_n^2 + \alpha' x_n^2 + e = (\alpha + \alpha')\, x_n^2 + e = A\, x_n^2 + e.$$

Da der Scheitel der Taue sich zwischen 2 Hängestangen befindet, wird man die aufeinander folgenden Werthe von x haben:

$$\frac{d}{2}\;\; \frac{3d}{2}\;\; \frac{5d}{2} \;\ldots\; (2n-1)\,\frac{d}{2}$$

wo d die Entfernung zweier Hängestangen bedeutet. Die Längen der Hängestangen sind daher ausgedrückt durch:

$$t_1 = A\,\frac{d^2}{4} \times 1 + e$$

$$t_2 = A\,\frac{d^2}{4} \times 9 + e$$

$$t_3 = A\frac{d^2}{4} \times 25 + e$$

$$t_4 = A\frac{d^2}{4} \times 49 + e$$

$$\vdots$$

$$t_n = A\frac{d^2}{4} \times (2n - 1)^2 + e.$$

Setzt man $8A\frac{d^2}{4} = K$, so wird:

$$t_2 - t_1 = A\frac{d^2}{4} \times 8 = K \times 1$$

$$t_3 - t_2 = A\frac{d^2}{4} \times 16 = K \times 2$$

$$t_4 - t_3 = A\frac{d^2}{4} \times 24 = K \times 3$$

$$\vdots$$

$$t_n - t_{n-1} = A\frac{d^2}{4} \cdot \times 8(n-1) = K \times (n-1)$$

folglich

$$\left.\begin{array}{l} t_1 = A\frac{d^2}{4} + e \\ t_2 = t_1 + K \\ t_3 = t_2 + 2K \\ t_4 = t_3 + 3K \\ \vdots \\ t_n = t_{n-1} + (n-1)K \end{array}\right\} \text{Länge der Hängestangen.}$$

Für Hängebrücken mit großen Weiten wäre, wie schon erwähnt, die Gleichung der wirklichen Gleichgewichtskurve mit der Parabelgleichung zu vereinigen und man hätte allgemein für die Länge der Hängestange in der nten Reihe

$$t_n = (a + \alpha)\, x_n^2 + b x_n^4 + e.$$

§. 10.

Formel für die Summe der Längen aller Hängestangen und ihr Gesammtgewicht.

Schon zur Bestimmung der wirklichen Gleichgewichtskurve ist es nöthig, das Gesammtgewicht der Hängestangen wenigstens annähernd zu kennen. Betrachtet man wieder zu diesem Behufe die Gleichgewichtskurve, sowie die Linie der Brückenbahn als Parabel, so genügt es, die Summe $2S$ aller Parabelordinaten, welche in gleicher Entfernung von einander liegen, zu suchen.

Es seien $y', y'', y''' \dots y$ und $\varphi = BE = AD$ Fig. 10, Taf. XXIX. die Ordinaten der Parabel; N ihre Anzahl; d ihre Entfernung; $2c = DE =$

$(N-1)\,d$ die Entfernung zwischen den beiden äußersten Hängestangen, so hat man die Summe der Inhalte aller Trapeze wie mpqn

$$2\left(d\cdot\frac{o+y'}{2}+d\cdot\frac{y'+y''}{2}+d\cdot\frac{y''+y'''}{2}+\ldots d\cdot\frac{y+\varphi}{2}\right)=$$

$$=2d\left(y'+y''+y'''\ldots.+y+\frac{\varphi}{2}\right)=2d\left(S-\frac{\varphi}{2}\right).$$

Bekanntlich ist die Parabelfläche ADOEB gleich dem dritten Theil des Rechtecks ADEB, man kann daher, ohne einen großen Fehler zu machen, die Gleichung bilden

$$2d\left(S-\frac{\varphi}{2}\right)=\frac{1}{3}\varphi.2c, \text{ woraus}$$

$$2S=\varphi+\frac{\varphi}{3}\cdot\frac{2c}{d}=\varphi+\frac{\varphi}{3}(N-1)=\frac{\varphi}{3}(N+2). \quad (1)$$

Will man die Summe 2S ganz scharf bestimmen, so verfahre man wie folgt:

Die Gleichung der Parabel ist

$$y=\frac{\varphi}{c^2}\cdot x^2$$

folglich die Summe der Ordinatenlängen, wenn n ihre Anzahl

$$2S=2\cdot\frac{\varphi}{c^2}\cdot\frac{d^2}{4}\cdot\frac{2n(2n-1)(2n+1)}{6}.$$

Für $2n=N$ und da $2c=(N-1)\,d$, für

$$\frac{d^2}{c^2}=\frac{4}{(N-1)^2} \text{ gesetzt, gibt}$$

$$2S=\frac{1}{3}\varphi\left(N+2+\frac{2}{N-1}\right).$$

Der Werth von 2S Formel (1) ist also um $\frac{1}{3}\varphi\cdot\frac{2}{N-1}$ zu klein.

Bezeichnet man nun mit

2L die Summe der Längen aller Hängestangen auf einer Seite der Bahn, mit

φ und φ' die größten Ordinaten AD und ad; mit

e die Entfernung Oo, so hat man

$$2L=\frac{1}{3}(\varphi+\varphi')(N+2)+Ne. \quad (2)$$

Gewöhnlich sind die Werthe von φ und φ' nicht bekannt, können aber leicht durch die Größen $f=OC$, $f'=oc$, $h=CP$, $h'=ci$ und die Entfernungen $\delta=BG$, und $\delta'=bs$ ausgedrückt werden.

Wenn man bemerkt, daß der Theil BP des Taues mit der Tangente an die Parabel bei B zusammenfällt, so hat man:

$$PG=PH-BE=f-\varphi=BG.\text{tang}.BPG$$

woher, da

$$\text{tang } PBG=\frac{2OM}{BM}=\frac{2\varphi}{h-\delta}$$

$$f - \varphi = \delta \cdot \frac{2\varphi}{h - \delta}, \text{ folglich}$$

$$\varphi = f \frac{h - \delta}{h + \delta}.$$

Ebenso kann man setzen

$$\varphi' = f' \frac{h' - \delta'}{h' + \delta'}.$$

§. 11.

Kettenspannung im Scheitel und an den Aufhängepunkten.

Die halbe Spannweite sei . . . . $= h$
die Pfeilhöhe . . . . $= f$
der Aufhängewinkel . . . . $= \alpha$
die Last auf die Längeneinheit der Spannweite . $= p$
die Kettenspannung im Scheitel . . . . $= Q$
dieselbe an den Aufhängepunkten . . . . $= T$

so hat man unter der Voraussetzung, daß die Kurve eine Parabel sei:

$$y = \frac{f x^2}{h^2};\quad \frac{dy}{dx} = \frac{2 x f}{h^2}.$$

Für $x = h$, geht die Tangente des Punktes (x, y) in die Tangente des Aufhängewinkels über und wird

$$\operatorname{tang} \alpha = \frac{2f}{h}.$$

Nun hat man:

$$Q \operatorname{tang} \alpha = p h$$

also wenn für $\operatorname{tang} \alpha$ der Werth gesetzt wird

$$Q = \frac{p h^2}{2 f}. \tag{1}$$

Die Spannung an dem Aufhängepunkt T ist aber $\frac{Q}{\operatorname{Cos} \alpha}$, folglich da

$$\operatorname{Cos} \alpha = \sqrt{\frac{h^2}{4 f^2 + h^2}} \text{ und } Q = \frac{p h^2}{2 f}, \text{ so hat man für } T$$

$$T = \frac{p h}{2 f} \sqrt{(4 f^2 + h^2)}. \tag{2}$$

§. 12.

Bestimmung des Kettenquerschnitts.

Ausgedehnte Versuche, welche mit schmiedeisernen Barren angestellt wurden, haben ergeben:

1) daß die absolute Festigkeit schmiedeiserner Barren von guter Qualität zwischen 36 und 45 Kil. per Quadratmillimeter wechselt; daß

also im Mittel als größter Widerstand 40 Kil. angenommen werden können;

2) daß wenn der Zug 10 bis 12 Kil. per Quadratmillimeter nicht überschreitet, keine merkliche Verlängerung wahrgenommen wird;

3) daß ein Zug unter 20 bis 22 Kil. die Elasticität des Materials nicht alterirt und die hervorgebrachte Ausdehnung bei 1 Kil. Belastung für den Quadratmillimeter auf 1 Meter Länge 0·0000516 Meter beträgt.

Setzt man die in der Kette erlaubte größte Spannung . . $= \varepsilon$
den Kettenquerschnitt . . . . $= \Omega$
das Gewicht der Bahn, Hängestangen und zufälligen Belastung für den laufenden Meter . . . . $= w$
das Gewicht eines Kubikmeters Eisen . . . . $= \gamma$

so ist das Gewicht der Ketten für die Längeneinheit nahe $\Omega\gamma$; daher das Gesammtgewicht $p = w + \Omega\gamma$ und die größte Spannung

$$T = \frac{(w + \Omega\gamma)\,h}{2f} \sqrt{4f^2 = h^2}.$$

Nun muß $T = \Omega\varepsilon$ sein, daher:

$$\Omega\varepsilon = \frac{(w + \Omega\gamma)\,h}{2f} \sqrt{4f^2 + h^2}$$

und

$$\Omega = \frac{w h \sqrt{4f^2 + h^2}}{2f\varepsilon - \gamma h \sqrt{4f^2 + h^2}}.$$

Setzt man $f = \frac{1}{m} h$ so wird

$$\Omega = \frac{w h \sqrt{m^2 + 4}}{2\varepsilon - \gamma h \sqrt{m^2 + 4}}.$$

Für $2\varepsilon - \gamma h \sqrt{m^2 + 4} = 0$ wird $\Omega = \infty$

d. h. für $h = \frac{2\varepsilon}{\gamma\sqrt{m^2 + 4}}$ ist eine Kettenbrücke nicht mehr möglich, indem die Kette unter ihrer eigenen Last zerreißt.

§. 13.

Veränderungen, welche in der Länge der Kette bewirkt werden können durch eine zufällige Last, Ausdehnung des Eisens und Temperaturveränderungen. Taf. XXXII.

a) Wenn außer der beständigen Last, von welcher für die Einheit der Spannweite ein Gewicht p entfällt, eine zufällige Ueberlast p' im Scheitel befindlich ist, so nimmt die Kettenlinie eine andere Form an, und es soll nun die Senkung im Scheitel berechnet werden.

In Fig. 1 sei AMB die veränderte Kurve.

Die tangentialen Spannungen in dem Punkte M seien . . . . $= R$
die Winkel der Richtungslinie dieser Spannungen mit dem Horizont $= \varphi$
so muß sein, wenn Gleichgewicht stattfindet:

$$2 R \sin \varphi = p'.$$

Nun sei AM die Kurve, in welche die zufällig belastete Parabel übergegangen ist, ferner sei $AC = h$; $CO = f$; $CM = z$; für die halbe Parabel, wovon AM einen Theil ausmacht, sei $AD = h'$; $DE = f'$, so hat man

$$FE = h' - h; \; MF = f' - z.$$

Diese Werthe in die allgemeine Gleichung $y = \frac{f x^2}{h^2}$ substituirt, gibt:

$$f' - z = \frac{f'}{h'^2} (h' - h)^2 \text{ daher}$$

$$z = \frac{f' (2 h' h - h^2)}{h'^2}.$$

Für die trigonometrische Tangente des Winkels φ erhält man:

$$\tang \varphi = \frac{2 (f' - z)}{h' - h}.$$

Eine zweite Gleichung für $\tang \varphi$ wird man erhalten durch die Gleichsetzung der horizontalen Spannungen im Punkt M: man hat nämlich die horizontale Spannung daselbst $Q' = \frac{p h'^2}{2 f'}$; sie ist aber auch gleich $R \cos \varphi$

(a) daher $$R \cos \varphi = \frac{p h'^2}{2 f'}.$$

Aus dem Frühern hat man:

(b) $$2 R \sin \varphi = p'.$$

Daher aus (a) und (b)

$$\tang \varphi = \frac{f' p'}{p h'^2}.$$

Die Werthe von $\tang \varphi$ einander gleichgesetzt, geben

$$\frac{2 (f' - z)}{h' - h} = \frac{f' p'}{p h'^2}$$

und

$$z = \frac{f' (2 p h'^2 - (h' - h) p')}{2 p h'^2}.$$

Setzt man nun die für z gefundenen Werthe einander gleich, so ergibt sich

$$2 h h' - h^2 = \frac{2 p h'^2 - (h' - h) p'}{2 p}$$ [illegible]

(1) und $h' =$ [illegible]

Diesen Werth in der ersten [illegible] für h' substituirt, gibt

$$\frac{4 p h (p h - [illegible])}{(2 p h - p' [illegible])}$$ [illegible]

Die Pfeilhöhe f' findet man auf folgende Art:
die Länge des Bogens A O ist

$$c = h \left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{f}{h}\right)^2\right\}$$

die Länge des Bogens A E

$$c' = h' \left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{f'}{h'}\right)^2\right\}$$

die Länge des Bogens M E

$$c'' = (h' - h) \left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{f' - z}{h' - h}\right)^2\right\}.$$

Da nun $c = c' - c''$ sein muß, so ergibt sich:

$$\frac{f^2}{h} = \frac{f'^2}{h'} - \frac{(f' - z)^2}{h' - h}. \quad (3)$$

Sind also die Größen f, h, p und p' bekannt, so nimmt man h' nach Gl. (1), sodann z nach Gl. (2), führt beide Werthe in Gl. (3) ein; man erhält sodann eine reine quadratische Gleichung, aus der sich f' ergibt.

b) Verlängerung der Kette durch die Ausdehnung des Materials.

Wie schon erwähnt, erleidet das Eisen eine Verlängerung innerhalb der Elasticitätsgränze, sobald die Spannung auf den Quadratmillimeter des Querschnitts die Größe von 18—20 Kil. nicht überschreitet, und es ist diese Verlängerung für einen Kilogramm und einen Quadratmillimeter 0·00005166 der anfänglichen Länge des Barrens oder der Kette.

Jede Kette wird sich also durch ihr eigenes Gewicht und durch die Last der Bahn und noch mehr durch die zufällige Belastung verlängern, daher der Scheitel eine Senkung erleiden. Es muß von Wichtigkeit sein, diese Senkung vorher bestimmen zu können, um hiernach die Hängestangen um so viel zu verkürzen, damit selbst, nachdem jene Senkung eingetreten sein wird, die Bahn noch immer convex bleibe.

Nimmt man an, daß die Verlängerungen mit der Kraft, durch die sie bewirkt werden, im geraden Verhältniß stehen, und daß die Spannung in der Kette durchaus gleich T sei, so hat man die Verlängerung λ für den halben Kettenbogen von der Länge c'

$$\lambda = 0{\cdot}00005166 \,.\, c' \,.\, T.$$

Die neue Bogenlänge $c' + \lambda$ in die Gl. (1) des §. 8. eingeführt, gibt für den neuen Pfeil f''

$$f'' = h\sqrt{\left[\frac{3}{2}\left(\frac{c'+\lambda-h}{h}\right) + \frac{27}{20}\left(\frac{c'+\lambda-h}{h}\right)^2 - \frac{81}{175}\left(\frac{c'+\lambda-h}{h}\right)^3 + \ldots\right]} \quad (4)$$

man findet also die zu gewärtigende Senkung der Ketten im Scheitel $f'' - f$, indem man in jedem speciellen Falle die gegebene Pfeilhöhe von der eben gefundenen abzieht.

Annähernd ist auch $f''^2 = \frac{3h}{2}(c' + \lambda - h)$ und $f^2 = \frac{3h}{2}(c' - h)$; daher

$$f''^2 - f^2 = \frac{3h\lambda}{2};$$

(5) folglich $$f' = f\sqrt{1 + \frac{3h\lambda}{2f^2}}$$

(6) und $$f' - f = \frac{4h\lambda}{4f}.$$

c) Verlängerung der Kette bei Temperaturveränderungen.

Auf ähnliche Art, wie sub (b) geschehen ist, wird man sich über jene Senkungen oder Hebungen Rechenschaft geben können, welche durch Temperatur-Erhöhungen oder durch Temperatur-Erniedrigungen herbeigeführt werden.

Stellt nämlich δ die aus solcher Ursache in der halben Kettenlänge sich ergebende Differenz vor, so hat man die Pfeilhöhe, welche die Ketten annehmen werden:

(7) $$f' = h\sqrt{\left[\frac{3}{2}\cdot\left(\frac{c' \pm \delta - h}{h}\right) + \frac{27}{20}\left(\frac{c' \pm \delta - h}{h}\right)^2 - \frac{81}{175}\left(\frac{c' \pm \delta - h}{h}\right)^3 + \ldots\right]}$$

worin c' die in einem bestimmten Zustande der Belastung und bei einer bestimmten Temperatur statthabende halbe Kettenlänge bezeichnet, und entweder das obere oder untere Zeichen beizubehalten sein wird, je nachdem die Temperatur der Atmosphäre sich erhöht oder erniedrigt.

Annähernd ist auch wieder

(8) $$f' = f\sqrt{1 \pm \frac{3h\delta}{2f^2}}$$

(9) und $$f' - f = \pm\frac{3h\delta}{4f}.$$

Die Werthe von δ sind in §. 59. der Allgemeinen Baukunde angegeben.

§. 14.

Einfluß der Tragkettenspannung auf die Spannung der Spannketten, und Einfluß beider Spannungen auf die Stabilität der Pfeiler.

In den meisten Fällen wird man die Tragketten über Stützen oder Pfeiler führen, um sie an der vom Flusse abgewendeten Seite als Spannketten und mehr oder weniger flachen Winkeln in das Verankerungsmauerwerk treten zu lassen. Hier ist es in zweifacher Beziehung nöthig, die Spannung der Spannketten angeben zu können, einmal, um daraus den Querschnitt derselben zu ermitteln, und sodann aus ihr und der Spannung der Tragketten diejenigen Kräfte abzuleiten, durch welche sowohl die rückwirkende Festigkeit der Stützen oder Pfeiler, über welche die Ketten weggeführt werden sollen, als ihre Stabilität in Anspruch genommen wird.

Erster Fall.

Die Ketten NAM Fig. 2, Taf. XXXII. gehen über vertikal stehende, leicht bewegliche Stützen AB, mit deren obern Enden A sie so fest verbunden sind, daß

tweder nach E oder nach D hin eine Bewegung erfolgen muß, je nachdem nach
r einen oder der andern Seite hin der horizontale Zug größer wird.

Der Winkel DAN sei $= w$

der Aufhängewinkel EAM $= \alpha$

Q und T haben die frühere Bedeutung;

R sei die Spannung der Spannkette im Zustande des Gleichgewichts aller
:äfte, so muß offenbar die rückwirkende Festigkeit der Stütze AB die aus den
pannungen R und T hervorgehenden vertikalen Seitenkräfte genügend über-
egen, um gegen das Zusammendrücken gesichert zu sein; die aus beiden
pannungen entspringenden horizontalen Seitenkräfte aber müssen einander noth-
:ndig gleich sein, da sonst eine Bewegung des Punktes A nach D oder E hin
vermeidlich wäre.

Man hat also

$$R \operatorname{Cos} w = T \operatorname{Cos} \alpha$$

d hieraus

$$R = T \frac{\operatorname{Cos} \alpha}{\operatorname{Cos} w} \tag{1}$$

o auch

$$R = \frac{Q}{\operatorname{Cos} w}.$$

Der vertikale Druck in A wird, wenn wir ihn mit P bezeichnen:

$$P = T \sin \alpha + R \sin w \text{ oder}$$

$$P = T \{\sin \alpha + \operatorname{Cos} \alpha \operatorname{tang} w\}. \tag{2}$$

Zweiter Fall.

Die Ketten laufen über einen Pfeiler und sind darauf befestigt. Fig. 3.

Der Pfeiler ABDC habe eine Höhe . . . . $= h$

seine in der Krone und am Fuße gleiche Breite sei . $= b$

die obere Pfeilerdicke . . . . $= d$

die untere „ . . . . $= d + 2nh$

Gewicht der kubischen Einheit des Mauerwerks . . $= \gamma$

α, R und T haben ihre frühere Bedeutung, so hat man:

Das statische Moment, mit welchem der Pfeiler den ihn um die Kante B
gen M zu drehen suchenden Kräften widersteht:

$$\left(\frac{d}{2} + nh\right)(d + nh)\, bh\gamma. \tag{3}$$

Der horizontale Zug, welcher im Zustande des Gleichgewichts von A gegen
hin stattfindet, ergibt sich:

$$T \operatorname{Cos} \alpha - R \operatorname{Cos} w \tag{4}$$

her das statische Moment:

$$h\,(T \operatorname{Cos} \alpha - R \operatorname{Cos} w).$$

Der Vertikaldruck auf den Pfeiler ist:

$$T \sin \alpha + R \sin w$$

efer vermehrt die Stabilität des Pfeilers; das statische Moment desselben wird
:rgestellt durch

$$nh\, T \sin \alpha + (nh + d)\, R \sin w;$$

findet nun keine Bewegung statt, so muß der Gleichung

$$h \{T \cos \alpha - R \cos w\} = n h T \sin \alpha + (n h + d) R \sin w + + \left(\frac{d}{2} + n h\right)(d + n h) b h \gamma \tag{5}$$

Genüge geschehen, eine Gleichung, aus welcher in jedem speciellen Falle, je nachdem man die Spannung der Spannketten oder die Pfeilerstärke bedingt hat, die zugehörige beziehungsweise Pfeilerstärke oder Spannkettenspannung wird berechnet werden können.

Der Pfeiler muß auch noch der Bedingung entsprechen, daß die Richtung der Mittelkraft noch innerhalb der Basis desselben fortgeht.

Die Größe GL der Mittelkraft ist, wenn wir sie mit P bezeichnen:

$$P = \sqrt{[R^2 - 2 R T \cos(\alpha + w) + T^2]}. \tag{6}$$

Zur Bestimmung des Winkels $O G L = \beta$ hat man

$$\tang \beta = \frac{T \cos \alpha - R \cos w}{T \sin \alpha + R \sin w}. \tag{7}$$

Dritter Fall.

Die Ketten können auf dem Scheitel der Pfeiler über ein, beide Ketten berührendes Kreissegment gleiten.

a) Die Reibung sei = o, so hat man für den Zustand des Gleichgewichts

$$R = T. \tag{8}$$

Werden diese beiden Spannungen in vertikale und horizontale Seitenkräfte zerlegt, so ist der Unterschied der letztern

$$T(\cos \alpha - \cos w)$$

der Vertikaldruck dagegen

$$T(\sin \alpha + \sin w).$$

Damit die Stabilität der Pfeiler gesichert sei, ist mit Beibehaltung der bisherigen Bezeichnungen erforderlich, daß der Gleichung:

$$T[h(\cos \alpha - \cos w) - (n h + d) \sin w - n h \sin \alpha] = = \left(\frac{d}{2} + n h\right)(d + n h) b h \gamma \tag{9}$$

Genüge geschehe, indem es wieder die Kante B ist, auf welche die statischen Momente der auf die Erhaltung und den Umsturz der Pfeiler wirkenden Kräfte bezogen werden müssen. Eine Gleichung, aus welcher, sobald alle übrigen Größen gegeben sind, die für den Zustand des Gleichgewichts erforderliche Pfeilerdicke d in jedem speciellen Fall zu ermitteln ist.

Hat man die Pfeilerdimensionen angenommen, und will man sich bloß überzeugen, ob diese Pfeiler nicht in Gefahr stehen, durch den Zug der Ketten umgestürzt zu werden, so wird hierzu genügen, daß man die Richtung der Mittelkraft GL Fig. 3 ermittle.

Die Mittelkraft halbirt den Winkel EGF:

$$\text{Winkel } E G F = 180 - (\alpha + w) \text{ also}$$

$$\text{der halbe Winkel } 90 - \frac{(\alpha + w)}{2},$$

folglich der Winkel β, den die Mittelkraft mit der Vertikalen macht:

$$\beta = 90 - 90 + \frac{\alpha + w}{2} - \alpha = \frac{w - \alpha}{2}.$$

Die Größe der Mittelkraft selbst ist offenbar

$$P = \frac{Q}{\text{Cos } w} . 2 . \sin\left(\frac{\alpha + w}{2}\right). \tag{10}$$

Vierter Fall.

Die Ketten ruhen nicht auf Rollen und es findet daher eine Reibung statt. Fig. 3.

Die Länge des Bogens CA sei $= \delta$
der Krümmungshalbmesser . . $= \varrho$
der Reibungscoefficient . . . $= \mu$

so hat man:

$$R = T . e^{\frac{-\mu\delta}{\varrho}} \text{ worin}$$

$e = 2{\cdot}71828$ die Basis der natürlichen Logarithmen ist. Da nun $T = \frac{Q}{\text{Cos } \alpha}$ so hat man auch

$$R = \frac{Q}{\text{Cos } \alpha} \cdot e^{\frac{-\mu\delta}{\varrho}} \text{ oder}$$

$$R = \frac{Q}{\text{Cos } \alpha}\left\{1 - \frac{\mu\delta}{\varrho} + \frac{1}{1.2}\cdot\left(\frac{\mu\delta}{\varrho}\right)^2 - \frac{1}{1.2.3}\left(\frac{\mu\delta}{\varrho}\right)^3 + ..\right\}. \tag{11}$$

Da der Winkel $COA = \alpha + w$ ist, so hat man auch $\delta = \frac{\varrho\pi(\alpha + w)}{180}$, folglich

$$R = \frac{Q}{\text{Cos } \alpha}\left\{1 - \frac{\mu\pi(\alpha + w)}{180} + \frac{1}{2}\left(\frac{\mu\pi(\alpha + w)}{180}\right)^2 - \frac{1}{6}\cdot\right.$$
$$\left.\cdot\left(\frac{\mu\pi(\alpha + w)}{180}\right)^3 + ..\right\}. \tag{12}$$

Die Größe der Mittelkraft ist in allen Punkten des Bogens

$$P = \sqrt{\{R^2 - 2RT\,\text{Cos}(\alpha + w) + T^2\}}. \tag{13}$$

Zur Berechnung der Pfeilerstärke wird man sich der Gleichung (5) bedienen, indem man darin statt R den Werth aus Gl. (12) einführt.

§. 15.

Einfluß vertikaler und geneigter Spannketten auf die Wurzelbefestigung dieser Ketten.

Treten die Spannketten CU Fig. 4 von dem Kreissegment CBA vertikal in den Boden, so ist für eine solche Anordnung der Winkel $w = 90$ Grad; mithin wenn wir wieder annehmen, daß das Gleiten der Ketten nicht ohne bedeutenden

Reibungswiderstand von C gegen A stattfinden könne, die Spannung der Spannketten

$$R = T \left\{1 - \frac{\mu\pi(90+\alpha)}{180} + \frac{1}{2}\left(\frac{\mu\pi(90+\alpha)}{180}\right)^2 - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{6}\left(\frac{\mu\pi(90+\alpha)}{180}\right)^3 + \ldots\right\}. \quad (1)$$

Ist H der Durchschnitt der Richtungslinien der Spannungen, so wird der Winkel NHI $= \beta$ und die Gl. (7) §. 14. gibt

$$\text{tang}\,\beta = \frac{T \text{ Cos } \alpha}{R + T \sin \alpha}. \quad (2)$$

Ferner gibt die Gleichung (6) des §. 14. die Mittelkraft P

$$P = \sqrt{\{T^2 + 2RT \sin \alpha + R^2\}} \quad (3)$$

weil $w = 90$ und $- \text{Cos } (90 + \alpha) = \text{Cos } (90 - \alpha) = \sin \alpha$ ist.

Für den Vertikaldruck auf den Pfeiler ergibt sich:

$$R + T \sin \alpha. \quad (4)$$

Der Horizontalschub ist

$$T \text{ Cos } \alpha. \quad (5)$$

Diese Horizontalkraft kann ein Gleiten des Lastmauerwerks nach der Linie CV hervorbringen. Nennen wir die Höhe des Pfeilers von dieser Abgleitungsebene $= h$, die Breite b, die Stärke d, das Gewicht der Kubikeinheit Mauerwerk γ, so ist der Vertikaldruck auf CV

$$R + T \sin \alpha + bhd\gamma.$$

Der Reibungscoefficient sei $= \mu'$, folglich ist die Größe der Reibung

$$\mu' \{R + T \sin \alpha + bhd\gamma\}.$$

Die Adhäsion ist

bdc, wo c die Adhäsionskraft der Pfeilerbestandtheile für die Quadrateinheit bedeutet.

Soll sonach Gleichgewicht zwischen den auf das Abschieben und das Bestehen des Pfeilers wirkenden Kräften stattfinden, so muß der Gleichung:

$$(R + T \sin \alpha + bdh\gamma)\,\mu' + bdc = T \text{ Cos } \alpha \quad (6)$$

Genüge geschehen.

Ist der Radius AO $= r$ und sieht man bei der Berechnung des Pfeilergewichts von den sowohl über als rückwärts der Ketten befindlichen Theilen der Pfeiler ganz ab, indem hierdurch die Rechnung bedeutend vereinfacht wird, so hat man das Gewicht des über CV befindlichen Mauerwerks

$$br^2 (1 + \sin \alpha)\,\gamma$$

die Größe der Abgleitungsfläche selbst $= br (1 + \sin \alpha)$; man hat daher für das Gleichgewicht die Gleichung:

$$[R + T \sin \alpha + br^2 (1 + \sin \alpha)\,\gamma]\,\mu' + br (1 + \sin \alpha)\,c = T \text{ Cos } \alpha. \quad (7)$$

Aus dieser Gleichung kann für jeden gegebenen Fall der Halbmesser r gefunden werden. Demnächst ist der Pfeiler auch auf das Umstürzen zu berechnen, und in dieser Beziehung wird man zu untersuchen haben, ob das statische Moment des Pfeilergewichts in Bezug auf die Drehungsachse S jenes der auf dieselbe Achse bezogenen Mittelkraft aus der Tragketten- und Spannkettenspannung, wie

sie ihrer Größe und Richtung nach aus den Gleichungen (3) und (2) gefunden wird, überwiege, oder demselben mindestens gleich sei. Eine Untersuchung, die aber nicht einmal nöthig ist, sobald aus der Gleichung (2) für β ein solcher Werth gefunden wird, daß die hiernach bedingt werdende Richtung jener Mittelkraft noch zwischen die Punkte P und S der Basis fällt.

Wird der zwischen der Wand PQ und den Spannketten befindliche Theil der Pfeiler vernachlässigt, so erhalten wir, indem wir $r(1+\sin\alpha)$ statt d in die Gleichung (5) §. 14. einführen, als zur Berechnung des Halbmessers r dienende Gleichung:

$$\text{Th} \cos\alpha = \text{nh}\,\text{T} \sin\alpha + \{\text{nh} + r(1+\sin\alpha)\}\,\text{R} + \\ + \left[\frac{r(1+\sin\alpha)}{2} + \text{nh}\right]\{r(1+\sin\alpha) + \text{nh}\}\,\text{bh}\gamma \qquad (8)$$

in welcher man statt h die zwischen dem Aufhängepunkte der Tragketten und der Pfeilergrundfläche befindliche Pfeilerhöhe in Rechnung bringt.

Endlich hat man noch zu prüfen, ob auch die Pfeiler sammt den Widerlagern gegen das Umstürzen gesichert sind. Für ein solches Umstürzen wäre E Fig. 4 die Achse, um welche die drehende Bewegung der Widerlager sammt Pfeiler erfolgen müßte.

Da die Spannketten bei U sich mit den sogenannten Wurzelbolzen gegen gußeiserne Platten anlegen, so muß man sich vor Allem überzeugen, ob das Gewicht des auf den benannten Platten ruhenden Mauerwerks so groß ist, daß es die größte Spannung der Spannketten genügend überwiegt, um über die Unmöglichkeit eines Herausreißens der Verankerung überzeugt sein zu können.

Hiernach hat man nur die Richtung der Mittelkraft der beiden Kräfte R und T zu suchen; fällt diese in die Basis DE des Mauerwerks, so kann die befürchtete Drehung nicht stattfinden.

Aehnliche Untersuchungen sind auch in solchen Fällen nöthig, wo die Spannketten einen bald mehr, bald weniger spitzen Winkel mit dem Horizonte bilden, und ohne ihre Richtung zu ändern, wie Fig. 21, ihrem Verankerungspunkt zugeführt werden, oder wo wie in Fig. 5 die Spannketten in niedrigen Pfeilern FN ihre schiefe Richtung AD in eine vertikale DC verwandeln; nur hat man in einem solchen Falle sich auch noch gegen das Abschieben der zu Tage stehenden Pfeiler FN über ihrem Grundmauerwerk sicher zu stellen.

Die Horizontalkraft in dem letzten Falle ist offenbar

$$\text{R} \cos \text{w}. \qquad (9)$$

Die vertikale Kraft ist dagegen, wenn S die Spannung in dem Theil FC der Spannkette bedeutet,

$$\text{S} - \text{R} \sin \text{w}. \qquad (10)$$

Die Mittelkraft DE ist

$$\text{P} = \sqrt{\{\text{R}^2 - 2\text{RS} \sin \text{w} + \text{S}^2\}} \qquad (11)$$

und der Winkel SDE $= \beta$

$$\beta = \frac{\text{R} \cos \text{w}}{\text{S} - \text{R} \sin \text{w}}. \qquad (12)$$

§. 16.

Einfluß der Spannkettenbeugung auf das Gleiten der Ketten über die Pfeiler.

Man hat bisher vorausgesetzt, daß die Spannkette NA, Fig. 2, eine gerade Linie bilde. In der Wirklichkeit ist dieß jedoch nicht der Fall und ihr Gewicht nöthigt sie, eine kleine Biegung anzunehmen. In gewöhnlichen Fällen kann man davon abstrahiren, ohne merkliche Fehler zu machen; will man sich jedoch davon Rechenschaft geben, so kann dieß auf folgende Art geschehen:

1) Die Kette gehe über eine leicht bewegliche Stütze BA, so muß für das Gleichgewicht der horizontale Zug an dem Punkte A nach beiden Seiten hin gleich sein.

Es sei σ das Gewicht der Längeneinheit der Kette,
w der Winkel PAN,
α der Aufhängewinkel,
$a = AP$; $b = BA = PN$.

Wegen der geringen Beugung der Spannkette NmA kann angenommen werden, als sei solche mit dem Gewichte $\frac{\sigma}{\text{Cos w}}$ auf die Längeneinheit der Linie AP belastet. Nun hat man allgemein für einen Punkt der Kurve, dessen Coordinaten x und y sind,

$$T\frac{dx}{ds} = Q \text{ und } T\frac{dy}{ds} = p(a - x)$$

$$\text{daher } \frac{dy}{dx} = \frac{p(a-x)}{Q}; \text{ oder da } \frac{pa}{Q} = \text{tang w}$$

$$\frac{dy}{dx} = \text{tang w} - \frac{px}{Q} \text{ und}$$

$$y = x \text{ tang w} - \frac{px^2}{2Q}; \text{ für } x = a \text{ wird } y = b$$

$$\text{und } b = a \text{ tang w} - \frac{pa^2}{2Q}, \text{ also}$$

$$\text{tang w} = \frac{b}{a} + \frac{pa}{2Q}; \text{ diesen Werth in obige Gleichung von y gesetzt,}$$

$$\text{gibt } y = \frac{bx}{a} + \frac{p(ax - x^2)}{2Q} \text{ und für } x = \frac{a}{2} \text{ und } p = \frac{\sigma}{\text{Cos w}}$$

$$pm = \frac{b}{2} + \frac{\sigma a^2}{8Q \text{ Cos w}}; \text{ folglich}$$

$$qm = \frac{\sigma a^2}{8Q \text{ Cos w}} \text{ und } rm = \frac{\sigma a^2}{8Q}.$$

Die Länge der Kurve erhält man hinreichend genau durch Substitution der betreffenden Werthe für h und f in die Gleichung

$$c = h\left\{1 + \frac{1}{6}\left(\frac{2f}{h}\right)^2 - \ldots\right\}; \text{ h ist } \frac{a}{2\text{Cos w}} \text{ und } f = \frac{\sigma a^2}{8Q};$$

man erhält also die ganze Länge der Kurve AmN:

$$\frac{a}{\text{Cos } w}\left\{1 + \frac{1}{6}\left(\frac{\sigma\, a \text{ Cos } w}{2\, Q}\right)^2\right\}.$$

Der Unterschied dieser Länge und der geraden Linie ist demnach:

$$\frac{\sigma^2\, a^3 \text{ Cos } w}{24\, Q^2}.$$

Wenn die Belastung der Brückenbahn sich ändert, so ändert sich auch der horizontale Zug in den Spann- und Tragketten. Angenommen der Werth von Q in obiger Formel sei für eine Belastung der Längeneinheit p berechnet, so würde derselbe für eine Last $p + \pi$ in $Q \cdot \frac{p + \pi}{p}$ übergehen, und die Differenz zwischen der Länge der Kurve AmN und der geraden Linie AN würde sein:

$$\frac{\sigma^2\, a^3 \text{ Cos } w}{24\, Q^2} \cdot \frac{p^2}{(p + \pi)^2}. \tag{1}$$

Das Gewicht π bewirkt also, daß sich die Spannkette um die Größe

$$\frac{\sigma^2\, a^3 \text{ Cos } w}{24\, Q^2}\left\{1 - \frac{p^2}{(p + \pi)^2}\right\} \text{ verkürzt.} \tag{2}$$

Dieß ist annähernd:

$$\frac{\sigma^2\, a^3}{24\, Q^2}\left\{1 - \frac{p^2}{(p + \pi)^2}\right\}. \tag{3}$$

Setzt man in der Formel (2) für p, σ; für $p + \pi$, K; für $Q = \frac{\sigma\, h^2}{2 f}$, so ergibt sich die Verkürzung

$$r = \frac{2}{3} \cdot \frac{f^2}{h} \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^3 \frac{\text{Cos } w}{4}\left\{1 - \frac{\sigma^2}{K^2}\right\}. \tag{4}$$

2) Werden die Ketten NCM, Fig. 6, über massive Pfeiler DCAB weggeführt, deren Stabilität groß genug ist, um ein Gleiten der Ketten von der einen nach der andern Seite möglich zu machen, wenn Veränderungen in den Kettenspannungen vor sich gehen, so hängt das Eintreten dieses Gleitens und dessen Größe, sowie die Spannkettenspannung von dem hierbei auf dem Pfeiler zu überwindenden Reibungswiderstand ab; in dem besondern Falle, wo diese Reibung = o gesetzt werden kann, ist die Spannung der Spannketten jener der Tragketten gleich.

Bezeichnen wir also die eine für den Fall, wo keine zufällige Belastung auf der Bahn sich befindet, mit R' und die andere mit T', so ist jetzt

$$R' = T'.$$

Setzt man $CP = a$; $PN = b$

$OM = x'$ $MN = y'$

$h' = x' + a$; $f' = y' + b$ und die horizontale Seitenkraft der Spannkettenspannung $= Q'$, so hat man $R' = \frac{p'\, h'}{2 f'} \sqrt{4 f'^2 + h'^2}$, worin p' das Gewicht bedeutet, welches für die laufende Einheit der Geraden CP von dem Gewichte der Kette NEC entfällt. Hieraus ergibt sich:

$$f'^2 = \frac{p'^2\, h'^4}{4\, R'^2 - 4\, p'^2\, h'^2}.$$

Setzt man in der Gleichung $y = \frac{f x^2}{h^2}$ f′ statt f, h′ statt h, f′ — b statt y und h′ — a statt x, so hat man:

$$f' - b = \frac{f'(h' - a)^2}{h'^2}$$

woraus $$f' = \frac{b h'^2}{2 a h' - a^2},$$ demnach ist auch

$$\frac{p'^2 h'^4}{4 R'^2 - 4 p'^2 h'^2} = \left(\frac{b h'^2}{2 a h' - a^2}\right)^2$$

und indem man T′ statt R′ einführt

$$h' = \frac{a^3}{2(a^2 + b^2)} \pm \sqrt{\left\{\frac{4 b^2 T'^2 - a^4 p'^2}{4 p'^2 (a^2 + b^2)} + \frac{a^6}{4 (a^2 + b^2)^2}\right\}}.$$

Hieraus findet man nun leicht h′ und wenn dieses in den Werth für f substituirt wird, auch f′.

Führt man nun einmal die dem Punkte N zugehörigen Coordinaten h′ — a und f′ — b, und das zweitemal die Coordinaten h′ und f′ selbst in die Gleichung

$$c = h \left\{1 + \frac{1}{6}\left(\frac{2f}{h}\right)^2 - \frac{1}{40}\left(\frac{2f}{h}\right)^4 + \ldots\right\} \text{ ein,}$$

so findet man durch Subtraction beider so sich ergebenden Kurvenlängen die Länge des Theils N E C, bei welcher das Gleiten über den Pfeiler unter der Einwirkung der Spannung T′ aufhört.

Wird nun durch zufällige Belastungen der Bahn die Kettenspannung in R = T übergehen gemacht, so findet man die neue, nach hergestelltem Gleichgewichtszustande statthabende Spannkettenlänge auf dem vorigen Wege, indem man dabei die Spannung R oder T statt R′ oder T′ in Rechnung bringt.

Beide Kurvenlängen von einander abgezogen, geben sonach die Größe an, um welche ein Gleiten der Ketten von der einen nach der andern Seite hin möglich war.

Denselben Weg wird man einzuschlagen haben, wenn die Größe zu suchen ist, um welche in Folge entstehender Ueberlastungen der Bahn ein Gleiten der Ketten über die Pfeiler bei stattfindendem Reibungswiderstande von einer nach der andern Seite vor sich geht. Nur wird man statt der Spannkettenspannung jene Werthe einzuführen haben, welche sich hierfür aus dem frühern ergeben. Damit in diesem Falle kein Kanten des Pfeilers um die Achse B eintritt, muß das Moment des Pfeilergewichts größer sein, als das statische Moment der bei überlasteter Bahn zur Ueberwindung der Reibung erforderlichen Kraft.

Da die Beugung der Spannketten, welche keine Bahn tragen, in den meisten Fällen außerordentlich gering ist, so wird man vorstehende Untersuchung nur selten zu machen haben.

Ein hinreichend genaues Resultat wird man auch leicht erhalten durch die Anwendung der Formeln (1), (2) und (3) des ersten Theils dieses Paragraphen, wenn man statt Q den Werth R Cos w setzt. *)

*) Navier, Memoire sur les ponts suspendus. Paris 1823.

§. 17.

Theorie der Schwankungen bei Kettenbrücken.*)

Zusammengesetzte Kettenbrücken können in sehr verschieden modificirten Arten und Formen erbaut werden, und für jede Art von Zusammensetzung sind wieder mehrere Fälle ungleicher Belastungen möglich, so daß die speciellen Entwicklungen aller möglichen Schwankungsfälle sehr weitläufig werden könnten; es werden daher in dem Folgenden nur diejenigen Fälle behandelt, welche am meisten Anwendung zu finden pflegen.

Die Fälle sind:

1) Wenn die Brücke einen Mittelpfeiler und zwei Uferpfeiler hat, und aus zwei ganzen zusammenhängenden Bahnen besteht. Fig. 7.

2) Wenn bei der Brücke ein ganzer Mittelbogen sammt zugehöriger Bahn zwischen zwei in den Fluß gebauten Pfeilern, und nächst den Ufern zwei mit dem Mittelbogen zusammenhängende halbe Kettenbogen, deren Scheitelpunkte mit jenen des Mittelbogens in gleichem Horizonte liegen, sammt 2 halben Seitenbahnen angeordnet werden, wobei also die halben Endketten in ihren Scheiteln mit dem Ufermauerwerk verbunden sind. Fig. 8.

3) Wenn bei der vorhergehenden Anordnung nur die Abänderung stattfindet, daß die zwei Seitenbogen zwar congruent mit dem Mittelbogen, jedoch nicht in ihren Scheitelpunkten in das Ufermauerwerk befestigt, sondern kleinere Theile als die Hälfte des Mittelbogens sind, sowie auch die Seitenbahnen kleinere Theile als die Hälfte der Mittelbahn bilden. Fig. 11.

4) Wenn bei der Anordnung (3) die beiden Seitenbogen noch kleiner sind, oder auch die Seitenketten unter die Bahn laufen. Fig. 18.

§. 18.

Untersuchung der ersten Constructionsart.

Bei dieser Anordnung ist nur ein Fall von ungleicher Belastung möglich, und zwar, wenn eine Brückenbahn gegen die andere überlastet ist.

Stellt man sich vor, daß die Unterlage, worauf die Hängeketten ruhen, unbeweglich sei, die Ketten selbst aber über diese, gewöhnlich ein Kreissegment bildenden Unterlagen frei hin und her gleiten können, indem sie auf mehreren beweglichen Walzen liegen, so werden diese Ketten bei ihrer Bewegung eine ganz unbedeutende Reibung zu überwinden haben, und da es ohnehin für den Stützpfeiler von dem größten Vortheil ist, die Reibung so viel als möglich zu vermindern, so kann man hier füglich die Reibung ganz außer Acht lassen, und dieß um so mehr, als man durch Vergrößerung der Walzendurchmesser, die ohnedieß aus sehr hartem Material bestehen müssen, und Glättung der übereinander rollenden Oberflächen diese Reibung sehr leicht auf Null herabsetzen kann.

Es wird demnach, wenn die Ketten in A und C, Fig. 7, vollkommen fest, in B hingegen vollkommen beweglich gedacht werden, die belastete Kette BaC von

*) Beitrag für den Kettenbrückenbau von F. Schnirch. Prag 1832.

der unbelasteten AaB ein dem Uebergewichte proportionales Stück $xB = l$ über den Stützpunkt herüberziehen, wodurch sich erstere um eben so viel verlängert, als letztere sich verkürzt. Die Form beider Kettenlinien wird daher verändert, indem die verlängerte Kette BbC sich um ab senkt, die verkürzte BcA hingegen um ac hebt, mithin der normale Aufhängewinkel α bei ersterer um φ größer, bei letzterer um ψ kleiner wird.

Setzt man:

die halbe Sehne des Kettenbogens . .	$Cd = Ad = dB = h$
den Krümmungspfeil	$da = f$
die Länge der halben Kette	$Ca = Aa = Ba = c$
den normalen Aufhängewinkel	$= \alpha$
das Gewicht auf die Längeneinheit der stärker belasteten Kette	$= P$
das Gewicht der weniger belasteten . .	$= p$

so wird durch diese Belastungsungleichheit die normale Form beider Ketten nachstehende Veränderung erleiden:

die halbe Sehne des Kettenbogens bleibt $= h$	
der Krümmungspfeil f wird, wenn $ab = \delta$ und $ac = \delta'$, bei der belasteten Kette in	$bd = f + \delta$
bei der unbelasteten in	$cd = f - \delta'$
der Winkel α bei der erstern	$= \alpha + \varphi$
„ bei der letztern	$= \alpha - \psi$
die halbe Länge der belasteten Kette in	$Bb = c'$
die halbe Länge der unbelasteten Kette in . . .	$Bc = c''$

übergehen.

Zur Bestimmung der oben angeführten Größen dient die frühere Gleichung für die größte Ordinate der Kettenlinie, nämlich:

$$\left(\frac{2f}{h}\right)^2 = 6\left[\left(\frac{c-h}{h}\right) + \frac{9}{10}\left(\frac{c-h}{h}\right)^2 - \frac{54}{175}\left(\frac{c-h}{h}\right)^3 + \right]. \tag{1}$$

Wenn man in dieser Gleichung die höhern Potenzen von $\frac{c-h}{h}$ als zu unbedeutend vernachlässigt, so erhält man den Werth für f aus

$$f^2 = \frac{3}{2} h (c - h). \tag{2}$$

Nachdem aber die Kette BaC um den Theil $Bx = l$ verlängert wurde, so wird die Länge der ganzen gesenkten Kette $Bbc = 2c' = 2c + l$, somit $c' = c + \frac{l}{2}$;

und weil ferner $db = f +$ [illegible] ...pfeil ist, so erhält man durch Substitution dieser neu[illegible]

(3) [illegible] h).

Da

oder wenn man den aus (2) folgenden Werth $c - h = \frac{2 f^2}{3 h}$ statt $c - h$ substituirt, so ist nach gehöriger Auflösung:

$$l = \frac{4}{3 h} (2 f \delta + \delta^2). \tag{4}$$

Um nun dieses l auch durch den Werth $f - \delta'$ auszudrücken, verfahre man auf dieselbe Art; denn weil die Kette AcB um $Bx = l$ verkürzt wurde, so ist $2 c'' = 2 c - l$ und $c'' = c - \frac{l}{2}$ und daher auch

$$(f - \delta')^2 = \frac{3 h}{2} \left(c - \frac{l}{2} - h\right) \tag{5}$$

woraus nach abermaliger Substitution des oben gefundenen Werthes für $c - h$

$$l = \frac{4}{3 h} (2 f \delta' - \delta'^2). \tag{6}$$

Durch Verbindung der Gleichungen (4) und (6) findet man

$$\delta = - f \pm \sqrt{f^2 + 2 f \delta - \delta'^2}. \tag{7}$$

Aus dieser Gleichung könnte man die Senkung der belasteten Bahn finden, wenn δ' bekannt wäre.

Zur Bestimmung von δ' verfährt man wie folgt:

Die Gleichung für den horizontalen Zug einer freihängenden Kette ist allgemein:

$$Q = \frac{p h^2}{2 f};$$

man hat daher sowohl für die belastete als unbelastete Kette

$$Q = \frac{P h^2}{2 (f + \delta)} = \frac{p h^2}{2 (f - \delta')} \tag{8}$$

statt δ den Werth aus (7) gesetzt und die Gleichung gehörig entwickelt, gibt

$$\delta' = f \left\{1 \mp \sqrt{\frac{2 p^2}{P^2 + p^2}}\right\} \tag{9}$$

welches die Formel für die Steigung der weniger belasteten Bahn ist.

Diese Steigung wird um so größer, je größer f ist, d. h. je größer der Aufhängewinkel ist. Bei stark gespannten Ketten ist also die Schwankung immer unbedeutender, als bei weniger gespannten.

Da nun δ' bekannt, so gibt die Gleichung (7) auch den Werth für δ. Ebenso erhält man den Werth von l aus den Gleichungen (4) oder (6), je nachdem man δ oder δ' substituirt.

Für die geänderten Winkel findet man die Werthe aus der bekannten Gleichung

$$\tan \alpha = \frac{2 f}{h}$$

und zwar

(10) für $\alpha + \varphi$ . . . $\tan (\alpha + \varphi) = 2 \left(\frac{f + \delta}{h}\right)$

(11) für $\alpha - \psi$ . . . $\tan (\alpha - \psi) = 2 \left(\frac{f - \delta}{h}\right)$.

Ferner die Längen der Ketten nach erfolgter Formänderung, und zwar:

(12) für Bb aus $c' = h \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2(f + \delta)}{h}\right)^2 - ..\right]$

(13) für Bc aus $c'' = h \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2(f - \delta')}{h}\right)^2 - ...\right]$

§. 19.

Untersuchung der zweiten Constructionsart. Fig. 8.

Hier werden 3 Belastungsfälle angenommen:

Im ersten Falle kann die Mittelkette belastet, die beiden Endketten aber unbelastet sein. Die punktirten Linien Fig. 8 zeigen die Veränderung der Kettenformen an, wenn die Kette in den Ufern in a und a befestigt, in A und B hingegen beweglich gedacht wird.

Es seien die halben Sehnen aller Kettenbögen und zwar Ad = Bd = h
die Krümmungspfeile . . . . da = f
die horizontalen Spannungen . . . . . . = Q

Da die beiden halben Ketten in den Punkten a befestigt sind, und durch die belastete Mittelkette AbB über die Stützpunkte A und B herübergezogen, somit gehoben werden, so müssen die halben Ketten Aa und Ba kleinere Theile einer weiter gespannten halben Kette Bac bilden, deren halbe Sehne BD und Pfeil cD ist; für diese Formänderung sei also BD = h'
CD = f'
bd = F

wobei F größer werden muß, als f, weil sich die belastete Mittelkette um ab senkt, ebenso muß der neue Scheitelpunkt c der Kette Bac tiefer fallen, als a, mithin f' größer als f sein.

Der Grundsatz, daß nach erfolgter Formänderung die horizontalen Züge bei allen 3 Ketten einander gleich sein müssen, findet auch hier Anwendung; wenn man nämlich in die allgemeine Gleichung $Q = \frac{p h^2}{2 f}$ die gehörigen Werthe setzt, so ist

(1) $$\frac{P h^2}{2 F} = \frac{p h'^2}{2 f'}$$

worin F, f' und h' unbekannte Größen sind.

Wenn die beiden Endketten um die Länge l sich verkürzen, so verlängert sich die Mittelkette um 2l; ist daher die halbe normale Länge bei allen Ketten also Aa = Ba = c; die halbe Länge der gesenkten Kette Ab = Bb = c'; die halbe Länge der gehobenen Kette Bac = c'', so hat man die ganze veränderte

(2) Länge der Kette AbB = 2c' = 2c + 2l und c' = c + l;

hingegen die veränderte Länge der Seitenketten bis zum Scheitel c gerechnet $Bac = c'' = c - l + ac$. Das Stück ac muß, ein Theil der Kettenlinie Bac, durch die allgemeine Längenformel:

$$c = h \left\{1 + \frac{1}{6}\left(\frac{2f}{h}\right)^2 - \frac{1}{40}\left(\frac{2f}{h}\right)^4 + \ldots\right\}$$

ausgedrückt werden, wobei ce als die halbe Sehne h und ae als der Krümmungspfeil f anzusehen ist.

Da nun bei dem Stück ac die halbe Sehne $ce = Dd = h' - h$ und der Krümmungspfeil $ae = f' - f$ ist, so erhält man

$$ac = (h' - h)\left[1 + \frac{1}{6}\left(\frac{2(f' - f)}{h' - h}\right)^2\right] = h' - h + \frac{2(f' - f)^2}{3(h' - h)}.$$

Dieser Werth statt ac in obige Formel für c'' gesetzt, gibt:

$$c'' = c - l + h' - h + \frac{2(f' - f)^2}{3(h' - h)}. \tag{3}$$

Wenn diese Werthe aus (2) und (3) in die allgemeine Formel $\left(\frac{2f}{h}\right)^2 = 6\left(\frac{c - h}{h}\right)$ gesetzt werden, so ergibt sich aus $\left(\frac{2F}{h}\right)^2 = 6\left(\frac{c' - h}{h}\right)$

$$l = \frac{2F^2}{3h} - (c - h) = \frac{2}{3h}(F^2 - f^2) \tag{4}$$

und aus $\left(\frac{2f'}{h'}\right)^2 = 6\left(\frac{c'' - h'}{h'}\right)$

$$l = c - h + \frac{2}{3}\left\{\frac{(f' - f)^2}{h' - h} - \frac{f'^2}{h'}\right\} = \frac{2}{3}\left\{\frac{f^2}{h} + \frac{(f' - f)^2}{h' - h} - \frac{f'^2}{h'}\right\} \tag{5}$$

wobei $c - h$ durch h und f und zwar $c - h = \frac{2f^2}{3h}$ ausgedrückt wurde.

Diese gefundenen Werthe von l aus (4) und (5) in eine Gleichung zusammengestellt, geben nach gehöriger Entwicklung die Größe für den neuen Krümmungspfeil der Mittelkette an, und zwar:

$$F = \sqrt{2f^2 + h\left\{\frac{(f' - f)^2}{h' - h} - \frac{f'^2}{h'}\right\}}. \tag{6}$$

Um nun f' bestimmen zu können, müssen wir uns der allgemeinen Gleichung für die Abscissen und Ordinaten einer Kettenlinie $y = \frac{fx^2}{h^2}$ bedienen, und das Stück ae als Ordinate, ce als Abscisse in Hinsicht auf die Kette Bac betrachten, wonach $ae = y$, $ce = x$, die halbe Sehne h' und der Krümmungspfeil f' folglich $ae = \frac{f' . ce^2}{h'^2}$ ist. Da aber $ae = f' - f$, $ce = h' - h$, so erhalten wir:

$$f' - f = f' \frac{(h' - h)^2}{h'^2} \text{ woraus}$$

$$f' = \frac{f h'^2}{2h'h - h^2} \tag{7}$$

Substituirt man in Gleichung (1) statt f' und F die Werthe aus (6) und (7), so ist

$$\frac{P h^2}{2\sqrt{2f^2 + h\left\{\frac{(f'-f)^2}{h'-h} - \frac{f'^2}{h}\right\}}} = \frac{p h'^2 . (2h'h - h^2)}{2 f h'^2}$$

und durch Auflösung dieser Gleichung findet man, nachdem auch in dem ersten Theil derselben statt f' der Werth aus (7) gesetzt wurde, folgende Formel für die halbe Sehne h'

$$h' = \frac{h}{2}\left\{1 \pm \sqrt{\frac{p^2 + 4P^2}{5p^2}}\right\}. \tag{8}$$

Die Gleichungen (7) und (6) geben die Werthe für f' und F.

Bezeichnet man die Senkung der Mittelbahn mit δ und die Steigung der Endbahnen mit δ', so wird erstere $\delta = F - f$; setzt man statt F den Werth aus (6), so ist

$$\delta = \sqrt{2f^2 + h\left\{\frac{(f'-f)^2}{h'-h} - \frac{f'^2}{h'}\right\}} - f$$

und wenn für f' und h' die Werthe aus (7) und (8) substituirt werden, so erhält man:

$$\delta = f\left\{\sqrt{\frac{5P^2}{4P^2 + p^2}} - 1\right\}. \tag{9}$$

Die Steigung einer jeden Endkette ist der größte vertikale Abstand mo, Fig. 16, der gehobenen Kette Bma, von der sich bei durchaus gleicher Belastung aller Bahnen im Gleichgewicht befindenden Kette Boa, und es muß vorher ausgemittelt werden, wohin dieser größte vertikale Abstand fällt. Man hat dazu die Gleichung $y = \frac{f x^2}{h^2}$. Es sei nämlich:

ab die Abscissenlinie der Kette Boa,
ce „ „ „ „ Bmac,
a der Anfangspunkt der Abscissen oder der Scheitel bei der ersten Kette,
c „ „ „ „ „ „ „ bei der zweiten Kette.

Ferner ar = x, or = y, so ist

$$mo = mn - or - nr \tag{a}$$

mn ist eine Ordinate der Kette Bmac für die Abscisse cn, folglich

$$mn = \frac{f'.cn^2}{h'^2} = \frac{f'}{h'^2}(x + h' - h)^2. \tag{b}$$

Für or hat man:

$$or = \frac{f x^2}{h^2}; \text{ ferner ist:} \tag{c}$$

$$nr = f' - f \tag{d}$$

Diese 3 Werthe b, c, d in die Gleichung (a) substituirt, gibt:

$$mo = f' \frac{(x + h' - h)^2}{h'^2} - \frac{f x^2}{h^2} - (f' - f) \qquad (e)$$

oder:

$$mo = \frac{x^2(f' h^2 - f h'^2) + 2 f' h^2 x (h' - h) + f' h^2 (h - 2 h') + f h'^2 h^2}{h'^2 h^2} \qquad (f)$$

$$\frac{d.mo}{dx} = 0 = \frac{2x(f' h^2 - f h'^2) + 2 f' h^2 (h' - h)}{h'^2 h^2}$$

woraus, wenn für f' der Werth aus Gleichung (7) gesetzt wird,

$$x = \frac{h}{2} \text{ folgt.} \qquad (g)$$

Diesen Werth in die Gleichung (e) gesetzt, gibt:

$$mo = \frac{f'}{h'^2}\left(h' - \frac{h}{2}\right) + \frac{3}{4} f - f'$$

statt f' den Werth aus (7) gesetzt, gibt:

$$mo = \delta' = \frac{f}{2}\left(\frac{h' - h}{2h' - h}\right)$$

statt h' den Werth aus (8), gibt die Steigung

$$\delta' = \frac{f}{4}\left\{1 - \sqrt{\frac{5p^2}{p^2 + 4P^2}}\right\}. \qquad (10)$$

Der zweite Belastungsfall bei dieser Constructionsart ist jener, wenn die beiden Endketten belastet, die Mittelkette hingegen unbelastet ist.

Es sei in Fig. 9 die Belastung der Längeneinheit bei der belasteten Kette = P; bei der unbelasteten = p; die halbe Sehne Ad = Bd = h; der Pfeil ad = bd = f und es wird, da die Ketten in a und a befestigt, in A und B beweglich sind, die unbelastete Mittelkette sich heben, die beiden belasteten Endketten hingegen werden sich senken; demnach wird der Scheitelpunkt a nach c versetzt, und die Ketten Bca und Aca bilden einen mehr als die Hälfte betragenden Theil einer näher gespannten Kettenlinie, deren

halbe Sehne AD = BD = h'
Pfeil cD = F

Der Scheitel b der Mittelkette steigt aufwärts bis o, und der Abstand desselben f von der Sehne AB geht sonach über in f'. Ueberhaupt nimmt das ganze System eine durch die punktirte Linie angedeutete Formveränderung an.

Demzufolge verkürzt sich die Mittelkette auf jeder Seite um eben so viel, als sich jede halbe Endkette verlängert, und wenn diese Verlängerung oder Verkürzung = ... l

die Länge der halben Kette Ao = Bo = c'
" " " " " Ac = Bc = c''
" " des Kettenstücks ac = c'''

bedeutet, so folgt

$$c' = c - l$$
$$c'' = c + l - c''', \qquad (1)$$

wobei das c''' durch die allgemeine Längengleichung

$$c = h\left\{1 + \frac{1}{6}\left(\frac{2f}{h}\right)^2 - \frac{1}{40}\left(\frac{2f}{h}\right)^4 + \ldots\right\}$$

mit Vernachlässigung der höhern Potenzen von $\frac{2f}{h}$ ausgedrückt werden muß.

Es ist nämlich in diesem Falle $h = h - h'$; $f = F - f$ und folglich

$$c''' = (h - h')\left[1 + \frac{1}{6}\left(\frac{2(F-f)}{h-h'}\right)^2 - \ldots\right]$$

$$c''' = h - h' + \frac{2(F-f)^2}{3(h-h')}$$ welcher Werth statt c''' substituirt, die Gleichung

$$c'' = c + l - \left\{h - h' + \frac{2}{3}\,\frac{(F-f)^2}{h-h'}\right\} \tag{2}$$ gibt.

Durch gehörige Substitution der Werthe (1) und (2) und der übrigen Größen in die allgemeine Gleichung

$$\left(\frac{2f}{h}\right)^2 = 6\left(\frac{c-h}{h}\right)$$ erhält man:

$$\left(\frac{2f'}{h}\right)^2 = 6\,.\left(\frac{c-l-h}{h}\right)$$

$$\left(\frac{2F}{h'}\right)^2 = 6\left(\frac{c + l - h + h' - \frac{2(F-f)^2}{3(h-h')} - h'}{h'}\right)$$

und durch fernere Entwicklung

$$l = \frac{2}{3h}(f^2 - f'^2) \tag{3}$$

und auch

$$l = \frac{2}{3}\left\{\frac{F^2}{h'} + \frac{(F-f)^2}{h-h'} - \frac{f^2}{h}\right\} \tag{4}$$

endlich durch Verbindung von (3) und (4)

$$f' = \sqrt{2f^2 - h\left(\frac{F^2}{h'} + \frac{(F-f)^2}{h-h'}\right)}\,. \tag{5}$$

Der Krümmungspfeil F wird ganz auf dieselbe Art gefunden, nämlich durch die Gleichung $y = \frac{fx^2}{h^2}$, wo $y = F - f$, $x = h - h'$, $f = F$ und $h = h'$ bedeutet, wodurch sich ergibt:

$$F = \frac{f h'^2}{2h'h - h^2}\,. \tag{6}$$

Da nun $\frac{Ph'^2}{2F} = \frac{ph^2}{2f'}$ sein muß, so erscheint, wenn in diese Gleichung statt F und f' die Werthe aus (5) und (6) substituirt werden, die halbe Sehne der gesenkten Endketten

$$h' = \frac{h}{2}\left\{1 \pm \sqrt{\frac{4p^2 + P^2}{5P^2}}\right.\,. \tag{7}$$

Um nun die Erhebung der Mittelbahn zu erhalten, welche δ heißen mag, ist es blos nöthig, in die Gleichung $\delta = f - f'$ für f' und im Verfolge der Entwicklung auch für F und h' die Werthe aus (5), (6) und (7) zu substituiren, wodurch man erhält:

$$\delta = f \left\{1 - \sqrt{\frac{5p^2}{4p^2 + P^2}}\right\}. \tag{8}$$

Um die Senkung der Endketten zu bestimmen, sei Bma, Fig. 17, die Form derselben in ihrem Normalzustande, und Boca die Form der schon gesenkten Kette, und es wird der größte vertikale Abstand beider Kettenlinien die größte Senkung angeben.

Wenn diese Senkung δ' ist, so hat man

$$\delta' = mr + nr - on \tag{a}$$

mr ist eine Ordinate der Kettenlinie Bma für die Abscisse $ar = x$, daher

$$mr = \frac{fx^2}{h^2} \tag{b}$$

$$nr \text{ ist } = F - f \tag{c}$$

on ist eine Ordinate der Kettenlinie Boca für die Abscisse $cn = x - (h - h')$ daher

$$no = \frac{F.(x - h + h')^2}{h'^2}. \tag{d}$$

Wenn diese 3 Werthe (b), (c), (d) in die Gleichung (a) substituirt werden, so ergibt sich:

$$\delta' = \frac{fx^2}{h^2} + F - f - \frac{F(x - h + h')^2}{h'^2}$$

oder weil auch hier der größte Abstand mo in die Mitte der halben Sehne fällt, mithin $x = \frac{h}{2}$ wird, so ist:

$$\delta' = \frac{F}{h'^2}\left(h'h - \frac{h^2}{4}\right) - \frac{3f}{4}. \tag{e}$$

Wenn man statt F und h' die Werthe aus (6) und (7) setzt, so erhält man

$$\delta' = \frac{f}{4}\left\{\sqrt{\frac{5p^2}{4p^2 + P^2}} - 1\right\}. \tag{9}$$

Im dritten Belastungsfalle ist die eine Endkette belastet, die Mittel- und zweite Endkette hingegen unbelastet, die Ketten sind in a, a befestigt, in A und B aber beweglich. Fig. 10. Die belastete Kette senkt sich so, daß der Scheitelpunkt a nach c kommt und veranlaßt hierdurch eine Hebung der übrigen 2 Kettenbogen. Bei der Endkette Aa wird die halbe Sehne Ad der veränderten Kettenlinie Aca kleiner als h und geht über in $AD = h'$.

Der Pfeil cD dieser Kette sei . . . . = F'
bei der Endkette Ba wird für die veränderte Kettenform die halbe Sehne BE . . . . = H
und der Krümmungspfeil eE . . . . = F
bei der Mittelkette bleibt die halbe Sehne = h
der Krümmungspfeil aber verwandelt sich in f'

Es muß sonach die Mittelkette im Punkte A um einen gewissen Theil l gegen D und die Endkette Ba im Punkt B um einen kleinen Theil l' gegen A herübergleiten.

Es ist daher, wenn die Länge der halben Kette Ab = Ba = c
" " Ao = Bo = c'
" " Bae = c''
" " Ac = c'''
" des Kettenstücks ac = γ
" " ae = γ'

gesetzt wird, auf dieselbe Art wie früher

$$\gamma = h - h' + \frac{2(F'-f)^2}{3(h-h')}$$

$$\gamma' = H - h + \frac{2(F-f)^2}{3(H-h)}$$

folglich auch

$$c' = c - \frac{l}{2} + \frac{l'}{2} \qquad (1)$$

$$c'' = c - l' + H - h + \frac{2(F-f)^2}{3(H-h)} \qquad (2)$$

$$c''' = c + l - h + h' - \frac{2(F'-f)^2}{3(h-h')} \qquad (3)$$

und wir erhalten durch abermalige Anwendung der allgemeinen Formel $\left(\frac{2f}{h}\right)^2 = 6\left(\cdot\frac{c-h}{h}\right)$ die drei Gleichungen:

$$\left(\frac{2f}{h}\right)^2 = 6 \cdot \frac{\left(c - \frac{l}{2} + \frac{l'}{2} - h\right)}{h}$$

$$\left(\frac{2F}{H}\right)^2 = 6\,\frac{\left(c - l' + H - h + \frac{2(F-f)^2}{3(H-h)} - H\right)}{H}$$

$$\left(\frac{2F'}{h'}\right)^2 = 6 \cdot \frac{\left(c + l - h + h' - \frac{2(F'-f)^2}{3(h-h')} - h'\right)}{h'}$$

woraus sich, wenn in allen drei Ausdrücken $\frac{2f^2}{3h}$ statt c — h substituirt wird, nachstehende Werthe für l und l' ergeben:

$$l' = \frac{4}{3h}(f'^2 - f^2) + l \qquad (4)$$

$$l' = \frac{2}{3}\left\{\frac{f^2}{h} + \frac{(F-f)^2}{H-h} - \frac{F^2}{H}\right\} \qquad (5)$$

$$l = \frac{2}{3}\left\{\frac{F'}{h'} + \frac{(F'-f)^2}{h-h'} - \frac{f^2}{h}\right\}. \qquad (6)$$

Ferner bestimmt sich aus (4) und (5)

$$l = \frac{2f^2}{h} + \frac{2}{3}\left\{\frac{(F-f)^2}{H-h} - \frac{F^2}{H} - \frac{2f'^2}{h}\right\} \qquad (7)$$

und aus (6) und (7)

$$f'' = \sqrt{2f^2 - \frac{h}{2}\left\{\frac{F^2}{H} - \frac{(F-f)^2}{H-h} + \frac{F'^2}{h'} + \frac{(F'-f)^2}{h-h'}\right\}}. \qquad (8)$$

Nun müssen noch die Krümmungspfeile F und F′ ausgedrückt werden und zwar mittelst der Formel $y = \frac{f x^2}{h^2}$; indem man für y, x, f und h die entsprechenden Werthe substituirt, wodurch man erhält:

$$F' = \frac{f h'^2}{2h'h - h^2} \qquad (9)$$

$$F = \frac{f H^2}{2Hh - h^2}. \qquad (10)$$

Wenn diese beiden Werthe in (8) statt F und F′ gesetzt werden, so ergibt sich

$$f'' = f\sqrt{2 + \frac{h^2}{2}\left\{\frac{3Hh - 3H^2 - h^2}{(2Hh - h^2)^2} + \frac{3h'h - 3h'^2 - h^2}{(2h'h - h^2)^2}\right\}}. \qquad (11)$$

Da sich nach erfolgter Formänderung das Gleichgewicht wieder herstellen muß, so hat man auch

$$\frac{P h'^2}{2F'} = \frac{p h^2}{2f} = \frac{p H^2}{2F}$$

und durch Substitution der Werthe für F′, f″ und F erscheint:

$$\underset{\displaystyle \underset{A}{\|}}{P\left\{\frac{2h'h - h^2}{f}\right\}} = \underset{\displaystyle \underset{B}{\|}}{\frac{p h^2}{f\sqrt{2 + \frac{h^2}{2}\left\{\frac{3Hh - 3H^2 - h^2}{(2Hh - h^2)^2} + \frac{3h'h - 3h'^2 - h^2}{(2h'h - h^2)^2}\right\}}}} = \underset{\displaystyle \underset{C}{\|}}{p\,\frac{(2Hh - h^2)}{f}}$$

Werden die Werthe A und C für sich einander gleichgesetzt, so erhält man

$$H = \frac{P}{p} \cdot \left(h' - \frac{h}{2}\right) + \frac{h}{2}. \qquad (12)$$

Wird ebenso B und C als Gleichung entwickelt, nachdem für H der Werth aus (12) substituirt worden ist, so kommt zur Bestimmung der halben Sehne h′

$$h' = \frac{h}{2}\left\{1 \pm \sqrt{\frac{9p^2 + P^2}{10P^2}}\right\}. \qquad (13)$$

Da die Formeln (8) und (11) für den Pfeil f″ der gehobenen Mittelbahn für die Rechnung sehr unbequem sind, so setze man in (11) statt H und h′ ihre gefundenen Werthe, und man wird die kürzere Gleichung erhalten:

$$f'' = f\sqrt{\frac{10p^2}{9p^2 + P^2}}.$$

Wenn man nun die Senkung der Endkette Aa mit δ
die Hebung der Mittelkette AbB mit δ'
" " " Endkette Ba mit δ''

bezeichnet, so wird, weil hier bei der Senkung der Endbahn ganz dieselben Schlüsse angewendet werden können, wie früher bei dem zweiten Belastungsfall:

$$\delta = mr + nr - no \quad \text{oder}$$

$$\delta = \frac{fx^2}{h^2} + F' - f - F' \cdot \frac{(x - h + h')^2}{h'^2}$$

oder weil $x = \frac{h}{2}$ sein muß

$$\delta = \frac{F'}{h'^2}\left\{h'h - \frac{h^2}{4}\right\} - \frac{3}{4}f.$$

Statt F' den Werth gesetzt, gibt:

$$\delta = \frac{f}{2}\left\{\frac{h - h'}{2h' - h}\right\}. \tag{14}$$

Statt h' den Werth aus (13) gibt:

$$\delta = \frac{f}{4}\left\{\sqrt{\frac{10P^2}{9p^2 + P^2}} - 1\right\}. \tag{15}$$

Die Hebung der unbelasteten Mittelkette ist $\delta' = f - f'$.
Statt f' den Werth aus (14)

$$\delta' = f\left\{1 - \sqrt{\frac{10p^2}{9p^2 + P^2}}\right\}. \tag{16}$$

Die Hebung der unbelasteten Kette Ba ist

$$\delta'' = mo = mn - nr - or$$

$$\delta'' = F \cdot \frac{(x + H - h)^2}{H^2} - \frac{fx^2}{h^2} - (F - f) \quad \text{oder}$$

$$\delta'' = \frac{F}{H^2}\left\{\frac{h^2}{4} - Hh\right\} + \frac{3}{4}f; \quad \text{endlich}$$

wenn statt F und H ihre Werthe aus (10) und (12) substituirt werden, so gibt

$$\delta'' = \frac{f}{4}\left\{1 - \sqrt{\frac{10p^2}{9p^2 + P^2}}\right\} \tag{17}$$

als Steigung der unbelasteten Endbahn.

§. 20.

Untersuchung der dritten Constructionsart. Fig. 11.

Hierbei ist $Ad = Bd = h$
$ad = bd = f$;

die Ketten sind nicht in a, a sondern in a' und a' befestigt, die vertikale Entfernung a' d' dieser Befestigungspunkte von der Sehne sei f' und der horizontale Abstand derselben vom Aufhängepunkt $Ad' = Bd' = h'$. Die Ketten seien in den Punkten A und B vollkommen beweglich.

Es können wieder dreierlei Belastungsfälle vorkommen und zwar:

a) Wenn die Belastung auf die Längeneinheit bei der Mittelkette P, bei den Endketten p;

b) wenn diese Belastung bei beiden Endketten P, bei der Mittelkette p;
c) wenn sie bei der einen Endkette P, bei der Mittel- und andern Endkette aber gleich p ist, wo in allen 3 Fällen $P > p$.

Im ersten Belastungsfall, Fig. 11, senkt sich die Mittelkette so, daß ihr Scheitel von b nach o herabgesetzt und hierdurch die Entfernung desselben von der Sehne in $do = F$ verwandelt wird.

Dieß hat eine Hebung der beiden Endketten zur Folge, und der Scheitelpunkt dieser nun stärker gespannten Ketten kommt von a nach c, die halbe Sehne derselben wird . . . . $AD = BD = H$

der Pfeil . . . . $cD = F'$

Nennen wir ferner:

die ursprüngliche Länge der halben Kette $Aa'a = Ba'a = Ab = Bb = c$

die veränderte Länge der halben Kette $Ao = Bo = \gamma$

" " " $Aa'c'c = Ba'c'c = \gamma'$

die Länge des Kettenstücks . . . . $Aa' = Ba' = c'$

" " . . . . $a'c'c = \gamma''$

und den Theil, um welchen die Mittelkette auf jeder Seite verlängert, jede Endkette aber verkürzt wird $= l$

so erhalten wir:

$$\gamma = c + l \tag{1}$$

$$\gamma' = c' - l + \gamma''$$

$$\gamma'' = H - h' + \frac{2\,(F' - f')^2}{3\,(H - h')}$$

$$\gamma' = c' - l + H - h' + \frac{2\,(F' - f')^2}{3\,(H - h')} \tag{2}$$

aus $\left(\frac{2F'}{H}\right)^2 = 6 \cdot \frac{\gamma' - H}{H}$ ist

$$l = c' - h' + \frac{2}{3}\left\{\frac{(F' - f')^2}{H - h'} - \frac{F'^2}{H}\right\} \tag{3}$$

und aus $\left(\frac{2F}{h}\right)^2 = 6 \cdot \frac{\gamma - h}{h}$ ist

$$l = \frac{2}{3h}\,(F^2 - f^2). \tag{4}$$

Aus (3) und (4) ergibt sich

$$F = \sqrt{f^2 + \frac{3}{2}\,h\,(c' - h') + h\left\{\frac{(F' - f')^2}{H - h'} - \frac{F'^2}{H}\right\}}$$

oder wenn wir der Kürze wegen

$$f^2 + \frac{3}{2}\,h\,(c' - h') = a \text{ setzen,}$$

$$F = \sqrt{a + h\left\{\frac{(F' - f')^2}{H - h'} - \frac{F'^2}{H}\right\}} \tag{5}$$

Durch die bekannte Anwendung der Formel $y = \frac{f x^2}{h^2}$ ergibt sich

$$F' = \frac{f' H^2}{2 H h' - h'^2}. \tag{6}$$

Endlich aus der Gleichung für das Gleichgewicht:

$$\frac{P h^2}{2 F} = \frac{p h^2}{2 F'}$$

ergibt sich

$$H = \frac{h'}{2} \pm \frac{f'}{2} \sqrt{\frac{h(4 P^2 h^3 + p^2 h'^3)}{p^2 h'(4 a h' - 3 h f'^2)}}. \tag{7}$$

Um nun den Werth von a näher zu bestimmen, muß c' ausgedrückt werden, es ist nämlich $c' = c - aa'$ aber

$$aa' = (h - h')\left[1 + \frac{1}{6}\left(\frac{2(f - f')}{h - h'}\right)^2\right] \text{ folglich}$$

$$c' = c - h + h' - \frac{2}{3}\,\frac{(f - f')^2}{h - h'};$$ setzt man diesen Ausdruck statt c' in den obigen Werth von a, und bestimmt auch f' durch f', h und h' mittelst der allgemeinen Formel

$$y = \frac{f x^2}{h^2} \text{ woraus } f' = \frac{f(2 h h' - h'^2)}{h^2}$$

so erhält man:

$$a = \frac{f^2}{h^3}(h^3 - 3 h^2 h' - 3 h h'^2 + h'^3)$$

und diesen Werth in Gl. (7) gesetzt, gibt

$$H = \frac{h'}{2} \pm \left[h - \frac{h'}{2}\sqrt{\frac{4 P^2 h^3 + p^2 h'^3}{p^2 (4 h^3 + h'^3)}}\right] \tag{8}$$

daher auch

$$F = f \sqrt{\frac{P^2 (4 h^3 + h'^3)}{4 P^2 h^3 + p^2 h'^3}}. \tag{9}$$

Ebenso wie bei der zweiten Constructionsart findet man hier die Senkung der Mittelbahn

$$\delta = F - f \text{ oder}$$

$$\delta = f\left[\sqrt{\frac{P^2 (4 h^3 + h'^3)}{4 P^2 h^3 + p^2 h'^3}} - 1\right]. \tag{10}$$

Um die Steigung der beiden Endketten zu finden, sei B o a' a, Fig. 14, die Form derselben im Zustande der gleichförmigen Belastung und B m a' c die Form der gehobenen Endkette; B sei der Aufhängepunkt, a der Scheitel der ersteren, c der Scheitel der letztern Kette und in a' sei die Kette befestigt, so wird die größte Hebung m o in der Mitte der horizontalen Entfernung des Befestigungs- vom Stützpunkt liegen müssen, daher muß

$\delta' = mo = mn - or - nr$ sein; da nun, weil $Be = h$, $Bd = h'$, $Bi = H$, $ae = f$, $a'd = f'$, $ei = F'$

$$mn = \frac{F' . \overline{en}^2}{H^2} = \frac{F'\left(H - \frac{h'}{2}\right)^2}{H^2}$$

$$or = f\frac{\overline{ar}^2}{h^2} = \frac{f\left(h - \frac{h'}{2}\right)^2}{h^2}$$

$nr = F' - f$ ist, so erhalten wir

$$\delta' = \frac{F'\left(H - \frac{h'}{2}\right)^2}{H^2} - \frac{f\left(h - \frac{h'}{2}\right)^2}{h^2} - F' + f$$

und wenn statt F', H die schon gefundenen Werthe gesetzt werden, so ergibt sich:

$$\delta' = \frac{fh'^2}{4h^2}\left\{1 - \sqrt{\frac{p^2(4h^3 + h'^3)}{4P^2h^3 + p^2h'^3}}\right\}. \tag{11}$$

Im zweiten Belastungsfalle werden die beiden Endketten als belastet, die Mittelkette als unbelastet angenommen.

Hierbei kann der Scheitel der in a', Fig. 12, befestigten gesenkten Endketten entweder auf die eine oder die andere Seite des Befestigungspunktes a' fallen, je nachdem die Belastungsdifferenz größer oder kleiner, und der Punkt c mehr oder weniger von dem Scheitel a der normalen Kettenform entfernt ist; für die Entwicklung der nöthigen Formeln ist es jedoch einerlei, wo man denselben annehmen will, und er sei daher in c.

Die unbelastete Mittelkette wird in ihrem Scheitel b um bo gehoben, und hierdurch auf jeder Seite um l verkürzt, jede Endkette Aa' und Ba' um l verlängert.

Es sei nun: die halbe Sehne . . . $AD = BD = h''$
der Pfeil . . . . . $CD = F$
„ „ der Mittelkette . $do = f''$
die Länge der halben Kette $Aa'a = Ab = Bb = Ba'a = c$
„ „ des Kettenstücks $Aa' = Ba' = c'$
„ „ der halben Kette $Ac = Bc = c''$
„ „ „ „ „ $Ao = Bo = c'''$
„ „ des Kettenstücks $a'c = \gamma$

so wird man durch Anwendung der schon oft gezeigten Verfahrungsarten nachstehende Formeln zur Berechnung der unbekannten Größen festsetzen können.

$$\gamma = h' - h'' + \frac{2}{3}\frac{(F - f')^2}{(h' - h)}$$

$$c'' = c' + l - h' + h'' - \frac{2}{3}\frac{(F - f')^2}{(h' - h'')} \tag{1}$$

$$c''' = c - l. \tag{2}$$

Aus $\left(\frac{2F}{h''}\right)^2 = 6 . \frac{c' + l - \gamma - h''}{h''}$

(3) $$l = \frac{2}{3}\left\{\frac{F^2}{h''} + \frac{(F-f')^2}{h'-h''}\right\} - (c'-h').$$

Aus $\left(\frac{2f''}{h}\right)^2 = 6 \cdot \frac{c-l-h}{h}$

(4) $$l = \frac{2}{3h}(f^2 - f''^2).$$

Durch die allgemeine Gleichung $y = \frac{f x^2}{h^2}$

(5) $$F = \frac{f' h''^2}{2h''h' - h'^2}$$

aus (3) und (4)

(6) $$f'' = \sqrt{\left\{f^2 + \frac{3h}{2}(c'-h') - h\left(\frac{F^2}{h''} + \frac{(F-f')^2}{h'-h''}\right)\right\}}.$$

Endlich muß Gleichgewicht der Ketten stattfinden, also

$$\frac{P h''^2}{2F} = \frac{p h^2}{2f''}$$

und durch Substitution der Werthe F und f'' und gehörige Auflösung dieser Gleichung

(7) $$h'' = \frac{h'}{2} \pm \left(h - \frac{h'}{2}\right)\sqrt{\frac{4p^2h^3 + P^2h'^3}{P^2(4h^3+h'^3)}}.$$

Um die Formel (6) kürzer auszudrücken, setzt man statt F und h'' die Werthe aus (5) und (7) und

$$c'' = \frac{2}{3}\left\{\frac{f^2}{h} - \frac{f-f'}{h-h'}\right\} + h'; \quad f' = f\,\frac{(2hh'-h'^2)}{h^2}$$

woraus sich ergibt:

(8) $$f'' = f\sqrt{\frac{p^2(4h^3+h'^3)}{4p^2h^3+P^2h'^3}}.$$

Hieraus ist die Hebung der unbelasteten Mittelbahn

(9) $$\delta = f - f'' = f\left\{1 \mp \sqrt{\frac{p^2(4h^3+h'^3)}{4p^2h^3+P^2h'^3}}\right\}$$

Wenn Bma'a die normale Form der Endkette, und Boca' Fig. 15 die geänderte Form derselben vorstellt; und

$Ae = h$, $Ad = h'$, $Ai = h''$, $ae = f$, $a'd = f'$, $ci = F$,

so wird die größte Senkung mo wieder in die Mitte von h' fallen, und es ist:

$$mo = \delta' = mn - or - nr = \frac{f}{4h^2}(2h-h')^2 - \frac{F\left(h''-\frac{h'}{2}\right)^2}{h''^2} - f + F$$

oder wenn statt F und h'' und im Verlauf der Entwicklung auch statt f' die schon bekannten Werthe substituirt werden

(10) $$\delta' = \frac{fh'^2}{4h^2}\left\{\sqrt{\frac{P^2(4h^3+h'^3)}{4p^2h^3+P^2h'^3}} - 1\right\}.$$

Beim dritten Belastungsfall wird angenommen, daß die eine Endkette belastet, die Mittel- und andere Endkette hingegen unbelastet ist.

Die Veränderung der Kettenformen entsteht hier, indem sich die belastete Kette um die Größe l verlängert und dadurch sowohl die Mittelkette, als auch die andere Endkette in der Art verkürzt, daß die Verkürzung der letztern in einen kleinern Theil als l, nämlich l', jene der erstern aber l — l' beträgt; wonach die belastete Endkette gesenkt und beide andere gehoben erscheinen, wie Fig. 13 zeigt.

Für diese Formänderung fällt der Scheitel der belasteten Endkette von a nach c
" " " " " " " unbelast. Mittelkette " b " o
" " " " " " " " Endkette " a " e

und wenn abermals die veränderte halbe Sehne { der Kette Ac = AD = h'' ; der Kette Ba'e = BE = H }

der veränderte Krümmungspfeil { der Kette Ac = cD = F ; der Kette Ao = Bo = od = f'' ; der Kette Ba'e = eE = F' }

die Länge der halben Kette Ab oder Bb = c und die Länge des Kettenstücks Aa' oder Ba' = c' genannt wird, so folgt daraus, weil

$$a'c = h' - h'' + \frac{2}{3} \cdot \frac{(F - f')^2}{h' - h''} \text{ und}$$

$$a'e = H - h' + \frac{2}{3} \cdot \frac{(F' - f')^2}{H - h'} \text{ ist}$$

nach den bekannten Grundsätzen

$$Ac = \gamma = c' + l - ac' = c' + l - h' + h'' - \frac{2}{3} \frac{(F - f')^2}{(h' - h'')} \qquad (1)$$

$$Ao = \gamma' = c' + \frac{l'}{2} - \frac{l}{2} \quad . \qquad (2)$$

$$Be = \gamma'' = c' - l' + a'e = c' - l' + H - h' + \frac{2}{3} \cdot \frac{(F' - f')^2}{H - h'} \qquad (3)$$

ferner aus:
$$\frac{4F^2}{h''^2} = 6 \cdot \frac{\gamma - h''}{h''}$$

$$l = \frac{2}{3} \left\{ \frac{F^2}{h''} + \frac{(F - f')^2}{h' - h''} \right\} - (c' - h') \qquad (4)$$

aus
$$\frac{4f''^2}{h^2} = 6 \cdot \frac{\gamma' - h}{h}$$

$$l' = \frac{4}{3h} (f''^2 - f^2) + l \qquad (5)$$

und aus
$$\frac{4F'^2}{H^2} = 6 \cdot \frac{\gamma'' - H}{H}$$

$$l' = c' - h' + \frac{2}{3} \left\{ \frac{(F' - f')^2}{H - h'} - \frac{F'^2}{H} \right\} . \qquad (6)$$

Durch Verbindung von (5) und (6) ergibt sich:

$$l = c' - h' + \frac{2}{3} \left[\frac{(F' - f')^2}{H - h'} - \frac{F'^2}{H} \right] - \frac{4}{3h} (f''^2 - f^2) \qquad (7)$$

und durch (4) und (7)

$$(8)\quad f'' = \sqrt{\left[\frac{3h}{2}(c'-h') + f^2 + \frac{h}{2}\left(\frac{(F'-f')^2}{H-h'}\right) - \frac{F'^2}{H} - \frac{F^2}{h''} - \frac{(F-f')^2}{h'-h''}\right]}.$$

Aus der allgemeinen Gleichung $y = \frac{fx^2}{h^2}$ ist, da bei der belasteten Endkette im Punkte a', $y = F - f'$, $f = F$, $x = h' - h''$ und $h = h''$ bedeutet:

$$(9)\quad F = \frac{f' h''^2}{2h'h'' - h'^2}$$

und bei der unbelasteten Endkette, da ebenfalls im Punkte a', $y = F' - f'$, $f = F'$, $h = H$ und $x = H - h'$ ist

$$(10)\quad F' = \frac{f' H^2}{2Hh' - h'^2}.$$

Durch Substitution von (9) und (10) in (8)

$$(11)\quad f'' = \sqrt{\left[\frac{3h}{2}(c'-h') + f^2 + \frac{hf'^2}{2}\left(\frac{3Hh'^2 - 3H^2h' - h'^3}{(2Hh' - h'^2)^2}\right) + \right.} \\ \left. + \frac{3h''h'^2 - 3h''^2 - h'^3}{(2h''h' - h'^2)^2}\right].$$

Da bei der Formveränderung der Ketten nach hergestelltem Gleichgewicht wieder

$$\frac{Ph''^2}{2F} = \frac{ph^2}{2f''} = \frac{pH^2}{2F'} \text{ sein muß,}$$

so wird man nach dem ersten und dritten Ausdruck nach Substitution der Werthe von F und F' erhalten:

$$(12)\quad H = \frac{P}{p}\left(h'' - \frac{h'}{2}\right) + \frac{h'}{2}$$

und wenn die ersteren 2 Ausdrücke genommen werden, und für F, f'' und H, sowie für F' ihre Werthe gesetzt werden, so findet man den Werth von h''

$$(13)\quad h'' = \frac{h'}{2} \pm \left(h - \frac{h'}{2}\right)\sqrt{\frac{8p^2h^3 + h'^3(P^2 + p^2)}{2P^2(4h^3 + h'^3)}}.$$

Endlich durch Anwendung dieser Formel in Gl. (11)

$$(14)\quad f'' = f\sqrt{\frac{2p^2(4h^3 - h'^3)}{8p^2h^3 + h'^3(P^2 + p^2)}}.$$

Aus den bereits festgestellten Formeln läßt sich nun die Hebung und Senkung der Bahnen herleiten.

Die Senkung der belasteten Endbahn Aa' sei . . . δ
die Hebung der unbelasteten Mittelbahn . . . δ'
" " " " Endkette . . . δ''

so ist mit Beziehung auf die Fig. 15

$$\delta = om = mn - or - nr = \frac{f}{4h^2}(2h - h')^2 - \frac{F}{h''^2}\left(h'' - \frac{h'}{2}\right)^2 - f + F$$

und wenn für alle Größen F, h'', f' ihr bereits bekannter Werth substituirt wird

$$(15)\quad \delta = \frac{fh'^2}{4h^2}\left[\pm\sqrt{\frac{2P^2(4h^3 + h'^3)}{8p^2h^3 + h'^3(P^2 + p^2)}} - 1\right].$$

Ferner ist $\delta' = f - f'$

$$\delta' = f\left[1 \mp \sqrt{\frac{2p^2(4h^3 + h'^3)}{8p^2h^3 + h'^3(P^2 + p^2)}}\right]. \qquad (16)$$

Endlich nach Fig. 24 $\delta'' = mo = mn - or - nr$

$$\delta'' = \frac{fh'^2}{4h^2}\left[1 \mp \sqrt{\frac{2p^2(4h^3 - h'^3)}{8p^2h^3 + h'^3(P^2 + p^2)}}\right]. \qquad (17)$$

§. 21.

Untersuchung der vierten Constructionsart.

Zu dieser Constructionsart kann sowohl die durch Fig. 11 vorgestellte Anordnung, wobei aber die Endketten noch kleiner sind, als auch jene gerechnet werden, wo sich die Endketten, wie bei der Hammersmithbrücke, unter die Bahn verlaufen, Fig. 18.

Es sei bei dieser Constructionsart für den Zustand der durchaus gleichen Belastung in Fig. 18 die halbe Sehne des Mittelbogens $Ad = Bd = h$.

Der Krümmungspfeil $bd = f$.

Die horizontale Entfernung der Befestigungspunkte a' der Endketten von den Stützpunkten A und B, also $Ad' = Bd' = h'$.

Der Abstand $a'\,d' = f'$.

Die horizontale Entfernung des weiter in das Uferwerk zurücktretenden, jedoch bloß imaginären Scheitels dieser Endketten von den Stützpunkten, oder ihre halbe Sehne $AE = BE = H$; der vertikale Abstand dieses Scheitels oder der Pfeil $aE = F$.

Der Krümmungspfeil F wird aus der Gleichung $y = \frac{fx^2}{h^2}$ gefunden, indem für die Kette $Aa'a$ im Punkte a' $y = F - f'$
$f = F$
$x = H - h'$
$h = H$ ist; es ist nämlich:

$$F = \frac{f' H^2}{2Hh' - h'^2}. \qquad (1)$$

Die halbe Sehne H ergibt sich aus der Gleichung $\frac{ph^2}{2f} = \frac{pH^2}{2F}$, wenn statt F sein Werth aus (1) substituirt wird, und zwar:

$$H = \frac{f'h^2}{2fh'} + \frac{h'}{2}. \qquad (2)$$

Die Vorausbestimmung dieser Werthe ist bei jeder solchen Anordnung von Kettenbrücken unerläßlich, weil sich hiernach die Kettenspannung, Querschnitt des Eisens, und Kettenlänge dieser Endketten richtet.

Man erhält durch ein ähnliches Verfahren, wie in den frühern §§. für den Fall, wenn die beiden Endbahnen gegen die Mittelbahn gleich stark überlastet sind, mit Beziehung auf die Fig. 18 die Steigung der Mittelkette

(3) $$\delta = f \left\{ 1 - \sqrt{\frac{p^2 (4 h^3 + h'^3)}{4 p^2 h^3 + P^2 h'^3}} \right\}.$$

Die Senkung jeder Endkette mit Bezug auf die Fig. 15

(4) $$\delta' = \frac{f' h'}{4(2H - h')} \left\{ \pm \sqrt{\frac{P^2 (4 h^3 + h'^3)}{4 p^2 h^3 + P^2 h'^3}} - 1 \right\}.$$

Für den Fall, daß die Endbahn Aa', Fig. 19, belastet, während die Mittelbahn und zweite Endbahn unbelastet bleibt, findet man die Senkung der Endkette

(5) $$\delta = \frac{f' h'}{4(2H - h')} \left\{ 1 \pm \sqrt{\frac{2 P^2 (4 h^3 + h'^3)}{8 p^2 h^3 + h'^3 (P^2 + p^2)}} - 1 \right\}.$$

Die Steigung der Mittelkette

(6) $$\delta' = f \left\{ 1 \mp \sqrt{\frac{2 p^2 (h^3 + h'^3)}{8 p^2 h^3 + h'^3 (P^2 + p^2)}} \right\}.$$

Die Steigung der zweiten Endkette

(7) $$\delta'' = \frac{f' h'}{4(2H - h')} \left\{ 1 \mp \sqrt{\frac{2 p^2 (4 h^3 + h'^3)}{8 p^2 h^3 + h'^3 (P^2 + p^2)}} \right\}.$$

§. 22.

Bestimmung der provisorischen Pfeilhöhe der Taue bei Drahtbrücken.

Die Pfeilhöhe, welche einem Taue einer hängenden Brücke gegeben werden muß, wenn solches aufgehängt wird, also noch keinerlei Kräfte an ihm thätig sind, nennen wir die provisorische Pfeilhöhe.

Setzt man für einen Augenblick voraus, daß die Drähte ganz unelastisch und in den Stützpunkten A und B, Fig. 9, Taf. XXIX., fest seien, und daß ADB die Kurve des Taues darstelle, nachdem es durch die Brückenbahn beschwert worden, so ist klar, daß, wenn man den Tauen ihre Elasticität und Beweglichkeit an den Frictionsrollen bei A und B zurückgibt, die Kurve eine andere wird; ihre Länge, sowie ihre Pfeilhöhe vergrößern sich nach dem Verhältniß der allgemeinen Ausdehnung der Drähte und nach dem Maße, wie sich die Ankertaue verkürzen. Also wenn man sieht, um wie viel der Scheitel D sich senkt unter der ständigen Last der Brückenbahn, erhält man daraus die Größe DJ, um welche man den Pfeil CD vermindern muß. Es handelt sich also darum, die Pfeilhöhe CR der Kurve ARB zu bestimmen in der Voraussetzung, daß solche noch unbelastet sei.

Die Verlängerung 2α durch die Ausdehnung der Drähte eines Taues ist durch den Ausdruck:

(a) $$2\alpha = \frac{QL}{E\Omega} \text{ gegeben.}$$

L bedeutet die ganze Länge des Taues sammt Ankertauen,

Ω den Querschnitt des Taues,

Q die horizontale Spannung unter der Last, welche die Verlängerung verursacht,

E der Elasticitätsmodul für Schmiedeisen.

Der Werth von Q bestimmt sich in jedem Falle leicht, indem man die Gleichgewichtskurve ADB als Parabel betrachtet; ist h die halbe Spannweite und f die Pfeilhöhe, so hat man bei einer Belastung per laufenden Längeneinheit p die Spannung $Q = \frac{p h^2}{2f}$.

L ergibt sich, wenn man der Länge $2l$ dieser Parabel noch die Länge der beiden Ankertaue hinzufügt, nämlich

$$2l_1 = 2\sqrt{a^2 + b^2}$$

a und b stellen die Linien HT und BH vor.

Was nun die Verlängerung des Taues betrifft durch die Verrückung der Frictionsrollen, so wird diese nach Anhang §. 16 (Gl. 4)

$$2r = 2\,\frac{\sigma^2 a^2 \operatorname{Cos} w}{24 \,.\, q^2}\left(1 - \frac{\sigma^2}{K^2}\right) = 2 \cdot \frac{2}{3}\,\frac{f^2}{h}\left(\frac{a}{h}\right)^3 \frac{\operatorname{Cos} w}{4}\left(1 - \frac{\sigma^2}{K^2}\right) \quad \text{(b)}$$

σ ist das Gewicht der Längeneinheit des Taues,

w der Winkel BTH,

$q = \frac{\sigma h^2}{2f}$ die horizontale Spannung der Taue vor der Belastung durch die Bahn,

K das angehängte Gewicht auf die laufende Längeneinheit für die halbe Bahnbreite.

Jede hängende Brücke muß auch einer Probelast unterworfen werden, ehe sie dem Verkehr übergeben wird, die Ausdehnung der Taue durch diese Last bestimmt sich nach den Erfahrungen von Le Blanc und Vicat wie folgt: Wenn nämlich ein Draht mit einer Kraft von 2 bis 14 Kil. per □Millimtr. gezogen wird, so ist, wenn der Zug wieder aufhört, die bleibende Verlängerung gleich $^1/_3$ derjenigen, welche durch die vorübergehende Last verursacht wurde.

Berechnet man daher nach Formel (a) die Ausdehnung $2\alpha'$ bei der Probelast, so hat man die bleibende Verlängerung unter der ständigen Belastung $\frac{2}{3}(\alpha' - \alpha)$; folglich ist die definitive Länge des Tragtaues

$$2c = 2\left[l + \frac{1}{2}\,\frac{QL}{E\Omega} + r + \frac{1}{3}(\alpha' - \alpha)\right]. \quad \text{(c)}$$

Man findet also den größten Pfeil aus

$$f = \sqrt{\frac{3}{2}h(c - h)} \quad \text{(d)}$$

für die neue Taulänge, und kennt somit die Größe der Senkung DE; daraus bestimmt man die provisorische Pfeilhöhe der Taue, indem man DJ = DE setzt.

Zur Bestimmung der Pfeilhöhe CR für die unbelastete Kurve hat man den Ausdruck (Annales des ponts et Chaussées T. XVIII. Seite 277)

(e) $$CR = f_{\nu} = \sqrt{\frac{-5 + \sqrt{55 - 30\frac{h}{l'}}}{2}}$$

(f) worin $$l' = h\left(1 + \frac{2f'^2}{3h^2} - \frac{2f'^4}{5h^4}\right)$$

f_{ν} ist hierin die gefundene Pfeilhöhe CJ.

In dem Vorhergehenden wurde vorausgesetzt, daß das angehängte Gewicht der Bahn auf die Kurve ARB denselben Einfluß habe, wie auf die Linie ADB, was nicht genau ist, denn es ist klar, daß unter sonst gleichen Umständen der Scheitel R sich weniger senkt als der Scheitel D, daß also die provisorische Pfeilhöhe ein wenig zu kurz würde; ebenso liegt ein Fehler darin, daß die Gleichgewichtskurve als Parabel angesehen wurde; beide Vernachlässigungen sind übrigens für die Ausführung einer hängenden Brücke ohne Wichtigkeit und haben keinen anderen Nachtheil, als daß die Ueberhöhung der Bahn um 1 oder 2 Centimeter zu groß ausfällt.

Bei größern Drahtbrücken hat man in neuerer Zeit immer die Art der Fabrikation der Taue gewählt, wobei die einzelnen Drähte von einer Verankerung zur andern gespannt und dann zu einem Taue vereinigt wurden. Bei diesem System ruhen die Ankertaue zwischen den Pilonen und den Verankerungsschächten auf mehreren Stützen, wie Fig. 8, Taf. XXIX. zeigt. Es fragt sich daher, was hat die Wegnahme dieser Stützen auf das regulirte Tau für einen Einfluß?

Angenommen, die Kurven PU, UV, VS, ST und PmT seien von gleicher Art und man betrachtet die letztere wegen ihrer schwachen Krümmung durch gleichförmig auf der horizontalen HT vertheilte Gewichte belastet; α sei der Winkel, den das Element der Kurve Pi mit der Linie Px macht, so hat man:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{Q}\int p\,dx$$

Q ist hier $-q$ zu setzen, und da für $x = o$, $\frac{dy}{dx} = \operatorname{tang}\alpha$;

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{1}{q}\int p\,dx = -\frac{p}{q}x + \operatorname{tang}\alpha;$$

folglich $$y = x \operatorname{tang}\alpha - \frac{px^2}{2q}.$$

Für $x = o$, $y = o$, Const. $= o$

„ $x = a$, $y = b$ hat man:

$$\operatorname{tang}\alpha = \frac{b}{a} + \frac{ap}{2q} \text{ und da}$$

$$p = \frac{\sigma}{\operatorname{Cos} w}.$$

Die Gleichung der Kurve PmT:

$$y = \left(\frac{b}{a} + \frac{\sigma a}{2q \operatorname{Cos} w}\right)x - \frac{\sigma}{2q \operatorname{Cos} w} \cdot x^2$$

für $x = \frac{a}{2}$ wird

$$y = \frac{b}{2} + \frac{\sigma a^2}{8 q \operatorname{Cos} w};$$

folglich der Pfeil mV der Kurve

$$\varphi = Vr. \operatorname{Cos} w = \left(y - \frac{b}{2}\right) \operatorname{Cos} w = \frac{\sigma a^2}{8 q}.$$

Was die Länge des Spanntaues λ betrifft, so ergibt sich diese genau genug durch die Gleichung

$$l = h \left(1 + \frac{2 f^2}{3 h^2}\right)$$

l ist $\frac{\lambda}{2}$, $h = \frac{a}{2 \operatorname{Cos} w}$, $f = \varphi$, daher

$$\lambda = \frac{a}{\operatorname{Cos} w} \left\{1 + \frac{1}{6} \left(\frac{\sigma a \operatorname{Cos} w}{2 q}\right)^2\right\}.$$

Da nun $TP = \frac{a}{\operatorname{Cos} w}$, so ist der Unterschied zwischen der Länge der Kurve PmT und der Sehne gleich:

$$\frac{\sigma^2 a^3 \operatorname{Cos} w}{24 q^2}.$$

Bedeutet n die Anzahl der kleinen Kurven PU, UV rc., so ist die Länge einer solchen

$$\frac{a}{n} \cdot \frac{1}{\operatorname{Cos} w} \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{\sigma \frac{a}{n} \operatorname{Cos} w}{2 q}\right)^2\right]$$

folglich die Länge von MPUVST

$$h \left(1 + \frac{2 f^2}{3 h^2}\right) + \frac{a}{\operatorname{Cos} w} \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{\sigma \frac{a}{n} \operatorname{Cos} w}{2 q}\right)^2\right].$$

Nach Wegnahme der Stützen nimmt das Hängetau eine kleinere Pfeilhöhe x an; bezeichnet daher q' die horizontale Spannung für die neue Kurve, so hat man ihre Länge NPmT

$$h \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{x^2}{h^2}\right) + \frac{a}{\operatorname{Cos} w} \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{\sigma a \operatorname{Cos} w}{2 q'}\right)^2\right]$$

und da MPUVST = NPmT, so hat man die Gleichung:

$$\frac{2}{3} \left(\frac{f^2 - x^2}{h}\right) = \frac{1}{24} \left\{\frac{\sigma^2 a^3 \operatorname{Cos} w}{q'^2} - \frac{\sigma^2 \frac{a^3}{n^2} \operatorname{Cos} w}{q^2}\right\}. \qquad (g)$$

Das erste Glied drückt die Verkürzung von NP, das zweite die Verlängerung von PUVST aus.

Setzt man für q' und p die Werthe $\frac{\sigma h^2}{2 x}$ und $\frac{\sigma h^2}{2 f}$, so hat man

$$x = f \cdot \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n^2} \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^3 \cdot \frac{\operatorname{Cos} w}{4}}{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^3 \cdot \frac{\operatorname{Cos} w}{4}}} \qquad (h)$$

woraus die Erhebung des Scheitels M sich ergibt.

Die Verkürzung des halben Hängtaues MP oder

$$\varrho = \frac{2}{3} \cdot \frac{f^2}{h} \left\{ 1 - \frac{1 + \frac{1}{n^2}\left(\frac{a}{h}\right)^3 \cdot \frac{\text{Cos } w}{4}}{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^3 \cdot \frac{\text{Cos } w}{4}} \right\} \tag{i}$$

folglich die Länge des Hängtaues 2c

$$2c = 2\left[l + \frac{1}{2}\frac{LQ}{E\Omega} + r + \frac{1}{3}(\alpha' - \alpha) - \varrho\right] \tag{j}$$

woraus die provisorische Pfeilhöhe berechnet werden kann.

§. 23.

Finanzielle Vergleichung zweier Bauentwürfe von verschiedenen Constructionsarten und Dauerzeiten.

1) Die Vergleichung des finanziellen Vortheils irgend einer Construction gegen eine andere könnte zu einer weitläufigen Untersuchung führen, welche selbst in der allgemeinen Behandlung Schwierigkeiten darbieten, und endlich auf Ausdrücke führen würde, die Coefficienten enthielten, für deren Bestimmung wir keine Erfahrungen hätten.

Man müßte bei dieser Untersuchung auf gar viele Elemente Rücksicht nehmen, als: Die jährlichen Unterhaltungskosten, die Zeit, nach welcher die Construction wieder neu hergestellt werden müßte, den Preis des aus der alten Construction noch gewonnenen brauchbaren Materials, die Rente, welche die Benützung des Grund und Bodens, worauf der Bau steht, abwerfen würde ꝛc. und endlich noch die Revenüen der Construction selbst, als Jahresrente betrachtet.

Wir führen diese Untersuchung für unsere Zwecke viel einfacher, indem wir auf das Erträgniß der alten Materialien gar keine Rücksicht nehmen, die Kosten des Geländes, worauf der Bau steht, zur Bausumme schlagen, und bestimmen nun das finanzielle Moment, indem wir eine Kapitalsumme aufstellen, von welcher das nöthige Gelände angekauft, die Construction ausgeführt werden kann, deren Ueberschuß über diese Kosten aber einen Fond bildet, dessen Renten die Unterhaltungskosten decken, und nach Umfluß einer gewissen Zeit einen neuen Fond darstellen, welcher zur Wiederherstellung der ersten Construction hinreicht.

2) Bezeichnen wir nun durch:

S die Kapitalsumme, welche das finanzielle Moment ausdrückt,
s die Kosten der Construction,
ξ die Kosten des nöthigen Grund und Bodens,
μ s die jährlichen Unterhaltungskosten,
v die jährliche reine Revenüe der Construction,
n der [illegible] Zinsfuß, d. h. die Summe, auf die das Kapital 1
n Zeit anwächst,
[illegible] Verfluß die Construction wieder neu

[illegible] terhaltungskosten als Rente abwirft,

$\frac{s}{(1+n)^m}$ der Fond, dessen Rente nach m Jahren das Kapital s amortisirt,

$\frac{1-(1-n)^m}{n} \cdot v$ das Kapital, welches die jährliche Revenüe der Construction nach m Jahren geschaffen haben wird;

so haben wir:

$$S = s\left(1 + \frac{\mu}{n} + \frac{1}{(1+n)^m}\right) + \xi - \frac{1-(1-n)^m}{n} \cdot v = Q \qquad (1)$$

und von einer andern Construction, die aus homogenen Bestandtheilen besteht:

$$S' = s'\left(1 - \frac{\mu'}{n} + \frac{1}{(1+n)^{m'}}\right) + \xi' - \frac{1-(1-n)^{m'}}{n} \cdot v' = Q' \qquad (2)$$

und wenn der Vortheil beider Entwürfe gleich sein soll, so muß die Bedingung bestehen

$$Q = Q'. \qquad (3)$$

3) Bestünde aber ein Entwurf aus heterogenen Constructionen, welche auch verschiedene Dauerzeiten haben, so sei:

s' die Summe der Kosten derjenigen Construction, welche zuerst hergestellt werden muß,

s'' die Summe der Kosten derjenigen, welche länger, nämlich m'' Jahre dauert, kurz man habe so bezeichnet, daß

$$m' < m'' < m''' < m^{IV} \text{ rc. sei.}$$

Wenn nun diese Constuction wieder hergestellt wird, so hat die Revenüe v' einen Kapitalfond

$$= \frac{1-(1-n)^{m'}}{n} \cdot v' \text{ gebildet und bleibt jetzt noch}$$

eine Rente von einem Kapital

$$\frac{1-(1-n)^{m'}}{n} \cdot v' - s' \text{ übrig; und wenn die}$$

andere Construction wiederum hergestellt werden muß, so ist ein Fond

$$= v''(1+n)^{m''-m'} + \frac{1-(1-n)^{m''-m'}}{n} \cdot v'$$

zur Disposition.

Ist diese Construction wieder hergestellt, so laufen die Renten von einem Kapital:

$$= v''(1+n)^{m''-m'} + \frac{1-(1-n)^{m''-m'}}{n} \cdot v' - s'' = v'''.$$

Sind nun m''' Jahre verflossen, so ist noch ein Fond

$$= v'''(1+n)^{m'''-n''} + \frac{1-(1-n)^{m'''-n''}}{n} \cdot v' \text{ zur Verfü-}$$

gung u. s. f.

Setzen wir nun der Kürze wegen

$$1 + \frac{\mu'}{n} + \frac{1}{(1+n)^{m'}} = A'$$

$$1 + \frac{\mu'}{n} + \frac{1}{(1+n)^{m''}} = A''$$

u. s. f., so haben wir:

$$(4)\quad S' = \xi' + A' s' + A'' s'' + \ldots A^i s^i - v^i (1+n)^{m^i - m^{(i-1)}} - v' \frac{1-(1-n)^{m^i - m^{(i-1)}}}{n}$$

und ebenso für eine andere Construction:

$$(5)\quad S_1 = \xi_1 + A_1 s_1 + A_{,,} s_{,,} + \ldots A_i s_i - v_i (1+n)^{m_i - m_{(i-1)}} - v_1 \frac{1-(1-n)^{m_i - m_{(i-1)}}}{n}$$

und es ist unter mehreren Constructionen jene finanziell die vortheilhafteste, für welche S den kleinsten Werth erhält.

4) Wirft nun die Construction keine Rente ab, oder sind die Revenüen der verschiedenen Projecte gleich und ist zu der einen wie zu der andern gleichviel Gelände erforderlich, so ist die Bedingungsgleichung für gleiche finanzielle Vortheile zweier Constructionen

$$(6)\quad A' s' + A'' s'' + \ldots A^i s^i = A_1 s_1 + A_{,,} s_{,,} + \ldots A_i s_i$$

ein Ausdruck, welcher jenem der statischen Momente der Gestalt nach ähnlich ist, für die Bedingung, daß Gleichgewicht bestehe.

Zu jedem der Ausdrücke sollte eigentlich noch eine gewisse Größe kommen, welche dadurch entsteht, daß die eine Construction eines Baues noch bestehen kann, wenn die andere neu construirt werden muß, da jene schon früher wieder hergestellt wurde und doch die Anordnung des Bauwerks nicht erlaubt, die Construction c^i herzustellen, ohne dieß mit c^{i-v} auch zu thun. In diesem Falle hätte das Material der letztern noch einen gewissen Werth, welchen man von dem s abziehen müßte. Dieser Werth aber wird verschwinden, wenn m' durch alle kleineren m theilbar ist; wir vernachlässigen ihn daher gänzlich.

5) Wenden wir vorstehende Theorie zuerst auf den einfachsten Fall zweier Projecte, welche beide aus Constructionen gleicher Dauerhaftigkeit bestehen, an, und setzen voraus, daß bei beiden die Kosten des erforderlichen Bodens gleich seien und keines der beiden Bauwerke eine bestimmte jährliche Revenüe abwerfe, so haben wir als Bedingungsgleichung des gleichen finanziellen Vortheils

$$A_1 s_1 = A' s'.$$

Es seien z. B. die beiden Projecte die zweier Brücken, wovon die eine ganz von Stein, die andere ganz von Holz construirt ist, und es sei angenommen, daß die Joche, Streckbäume und das Gedecke gleiche Dauer haben, was man auch annehmen kann, wenn die Erneuerung einzelner Balken und Flöcklinge als bloße Unterhaltung betrachtet werden.

Um nun aus den obigen Formeln die Vergleichung darstellen zu können, müssen Erfahrungen über die Dauer der Brückenconstructionen vorliegen. Angenommen die Dauer der steinernen Brücke sei 200 Jahre und die der hölzernen etwa 40 Jahre; die Unterhaltungskosten für die steinerne Brücke seien jährlich 0,006 s, für die hölzerne 0,05 s; der Zinsfuß sei 4 Procent, so erhalten wir:

$$A' s' = \left(1 + \frac{0{,}006}{0{,}04} + \frac{1}{(1{,}04)^{200}}\right) s' = 1{,}15039\ s'$$

$$A_1 s_1 = \left(1 + \frac{0{,}05}{0{,}04} + \frac{1}{(1{,}04)^{40}}\right) s_1 = 2{,}4583\ s_1,$$

also wenn die beiden finanziellen Vortheile gleich sein sollen, muß

$$1{,}15039\,s' = 2{,}4583\,s, \text{ oder}$$

$s' = 2\frac{1}{8}\,s$, sein; d. h. der finanzielle Vortheil ist auf der Seite der steinernen Brücke, so lange deren Erbauungskosten etwa $2\frac{1}{8}$ der Erbauungskosten der hölzernen Brücke nicht erreichen.

Zweites Beispiel. Es sind zwei Entwürfe zu Brücken gefertigt und ihre Kostenanschläge aufgestellt. Der eine Entwurf stellt eine ganz steinerne Gewölbbrücke, und der andere eine hölzerne Balkenbrücke mit steinernen Pfeilern und Landfesten. Das Geländer dieser Brücke sei von Schmiedeisen.

Die erste Construction ist eine ganz homogene; die andere besteht aus vier verschiedenen Haupttheilen, welche alle verschiedene Dauerhaftigkeit haben, sie sind:

1) die Pfeiler und Landfesten, deren Dauer der der steinernen Brücke gleich sind,
2) der hölzerne Brückenweg, d. h. Streckbäume, Unterzüge und Mauerlatten,
3) das Gedeck des Brückenweges, welches in der Regel viel früher als die Straßenträger erneuert werden muß,
4) das eiserne Geländer, dessen Dauerzeit weit größer und dessen Unterhaltungskosten weit geringer als die der hölzernen Geländer sind.

Es seien: $s, s' s'' s''' s^{IV}$ die Kosten dieser verschiedenen Constructionen, z. B.

a. für die steinerne Brücke	= 22271 fl.	$= s$
b. für Pfeiler und Widerlager der hölzernen Brücke	= 11956 „	$= s'$
c. für den Brückenweg der hölzernen Brücke	= 1583 „	$= s''$
d. für das Gedeck	= 645 „	$= s'''$
e. für das eiserne Geländer	= 1302 „	$= s^{IV}$

so haben wir bei den unterstellten Dauerzeiten:

	m	μ	n	s
I. Für die steinerne Brücke	200	0,006	0,04	22271
II. Für die hölzerne Brücke				
a. Pfeiler und Widerlager	200	0,006	0,04	11956
b. Brückenweg	40	0,05	0,04	1583
c. Gedeck	10	0,05	0,04	645
d. Geländer	100	0,002	0,04	1302

folglich

$$A = 1 + \frac{0{,}006}{0{,}04} + \frac{1}{(1{,}04)^{200}} = 1{,}1504$$

$$A' = 1 + \frac{0{,}006}{0{,}04} + \frac{1}{(1{,}04)^{200}} = 1{,}1504$$

$$A'' = 1 + \frac{0{,}05}{0{,}04} + \frac{1}{(1{,}04)^{40}} = 2{,}458$$

$$A''' = 1 + \frac{0{,}05}{0{,}04} + \frac{1}{(1{,}04)^{10}} = 2{,}925$$

$$A^{IV} = 1 + \frac{0{,}002}{0{,}04} + \frac{1}{(1{,}04^{100}} = 1{,}069$$

folglich

$$S = As = 22271 . 1{,}1504 = 25621$$

$$S' = A' s' + A'' s'' + A''' s''' + A^{IV} s^{IV} = 20993.$$

Der finanzielle Vortheil ist daher für das gewählte Beispiel zu Gunsten der hölzernen Brücke mit steinernen Pfeilern und zwar mit einem Vortheil wie

1,2204 : 1.

§. 24.

Grundsätze für die Ausführung der Arbeiten im Wasser- und Straßenbau.

Die Ausführung der Arbeiten geschieht entweder:

1) Im Frohndienst.
2) Im Taglohn.
3) Im Verdinge (Entreprise).

ad. 1. Arbeiten im Frohndienst.

In frühern Zeiten führte man insbesondere die Straßenbauten und die zur Unterhaltung der Straßen nöthigen Arbeiten durch Naturallieferungen oder persönliche Leistungen unter der Benennung Frohndienste ꝛc. aus.

Diese Arbeitsweise hatte jedoch viele Nachtheile, als:

1) war es schwierig, die nöthige Anzahl Arbeiter zusammenzubringen;
2) wurde nur wenig Arbeit, in der Regel von ganz ungeübten und saumseligen Arbeitern in der vorgeschriebenen Zeit ausgeführt;
3) das Einberufen der Frohnschuldigen konnte nur geschehen, wenn keine dringenden Feldgeschäfte zu verrichten waren;
4) bei dem Widerwillen der Arbeiter und dem beständigen Wechsel auf dem Bauplatze war an ein Anlernen schwierigerer Arbeiten nicht zu denken, die ganze Arbeit mußte daher mangelhaft werden und erforderte
5) viel Aufsichtspersonal.

Es ist eine allgemeine Erfahrung, daß der Preis des Grundeigenthums nach Anlage einer Communication oder einer sonstigen nützlichen Unternehmung in die Höhe steigt. Entstehen Fabriken und belebt sich der Handel in Folge verbesserter Communicationen, so fällt der baare Gewinn davon größtentheils auf den Grundeigenthümer, denn auf der einen Seite wird dadurch das Begehren nach seinen Producten vermehrt und der Transport wohlfeiler, auf der andern Seite gehen die Lebensbedürfnisse im Preise herunter und es mindern sich die Culturkosten.

Hieraus geht hervor, daß nur der Besitz von Grundeigenthum als gerechter Maßstab für die Concurrenz, bei der Zusammenschießung des Aufwands für Verbesserungen durch öffentliche Bauten, angesehen werden kann. Da nun der größte Theil der Grundeigenthümer die Frohnarbeit nicht selbst verrichtet, sondern andere Arbeiter einstellt, so ist es auch für diesen weit einfacher und besser, das Geld unmittelbar in die Staatskasse zu zahlen, wodurch denn auch jedweder Grund zur Beibehaltung der Frohnarbeit von selbst wegfällt und es erklärlich ist, warum fast in allen Ländern der Frohndienst aufgehoben und dafür eine Steuer substi-

tuirt wurde, welche auf das Grundeigenthum basirt ist, wodurch folglich jeder Steuerpflichtige eines Landes das Seinige zu den öffentlichen Bauten beiträgt.

ad. 2. Taglohnarbeit.

Der Taglohnarbeit muß natürlich eine Art von Vertrag vorausgehen, durch welchen die Baubehörde und der Arbeiter gewisse Verbindlichkeiten übernehmen.

Der Arbeiter verspricht, während der Dauer des Vertrags jeden Tag eine bestimmte Anzahl Stunden gewisse Arbeiten zu verrichten; die Baubehörde verspricht ihm dagegen einen gewissen Taglohn zu zahlen. Bei dem Abschlusse eines solchen Uebereinkommens zwischen Privaten kennt gewöhnlich der Meister den Arbeiter und bestimmt die Größe des Lohnes nach der zu erwartenden Leistung. Dagegen kann die Baubehörde die anzustellenden Arbeiter nicht immer im Voraus kennen und kann daher beim Beginn der Arbeit die Bezahlung nicht nach der Leistung bestimmen, sondern sie muß allen einen gleichen Lohn geben, wozu sich der Mittelpreis des in der Gegend üblichen Taglohns am besten eignet. Dadurch können nun folgende Nachtheile entstehen:

1) daß sich die bessern Arbeiter nicht einfinden, weil sie anderswo mehr verdienen können;
2) die schlechten Arbeiter erhalten dabei gewöhnlich einen bessern Lohn, als ihnen sonst zu Theil wird, deßhalb erscheinen sie in verhältnißmäßig größerer Zahl;
3) da die bessern Arbeiter auf dem Bauplatze die geringeren Leistungen der schlechtern nachahmen und wissen, daß diese nicht weniger gut als sie bezahlt sind, so werden sie in ihrem gewöhnlichen Eifer zurückgehalten.

Um diese Nachtheile zu umgehen, ist es daher erforderlich, daß die Baubehörde sich verbindlich macht, jedem durch sie angestellten Arbeiter denjenigen Lohn zu geben, den sie nach Verhältniß seiner Leistung, nach freier Beurtheilung, am Ende jeder Woche auszumitteln übernimmt. Es versteht sich, daß hierbei mit der größten Behutsamkeit und Rechtlichkeit zu Werke gegangen werden muß, und daß man ein Aufsichtspersonal sich herangebildet hat, welches die Leistungen der Arbeiter gut zu beurtheilen weiß.

Nicht immer wird übrigens mit dem in einer Gegend üblichen Lohn ausgereicht werden können, denn es ist ein Unterschied, ob ein Arbeiter den größten Theil des Jahres täglich seine bestimmte Arbeit findet, oder ob der Bedarf an Arbeitern für die Herstellung eines gewissen Bauwerkes nur momentan ist.

Sind nur wenig Arbeiter nöthig, etwa im Winter oder Spätjahr, so ist der gewöhnliche Lohn hinreichend. Fordert aber das Unternehmen eine große Anzahl Arbeiter, so muß der Lohn nicht selten in der Art erhöht werden, daß auch entferntere Arbeiter sich des größeren Gewinnes wegen entschließen, ihre Heimath zu verlassen und entfernt von den Seinigen unter fremdem Obdach zu wohnen.

Je größer die Anzahl ist, desto mehr wird der Lohn gesteigert, denn um so größer wird die Entfernung, aus welcher sie kommen müssen.

Jede Maßregel, welche den Zustand der Arbeiter verbessert, wie z. B. Einrichtung von Menagen, wo also eine gemeinschaftliche Küche geführt wird unter Controle und Aufsicht der Baubehörde, Schlafstätten ꝛc., ist geeignet, Arbeiter aus

entfernten Orten auf den Bauplatz zu ziehen und auf Verminderung des Lohnes zu wirken; während alle durchaus nicht nöthigen Disciplinarverordnungen, zu herabwürdigende Behandlung von Seiten des Aufsichtspersonals, jede Ungerechtigkeit, sei sie durch Ungeschicklichkeit oder Parteilichkeit der Aufseher veranlaßt, das Entgegengesetzte bewirkt.

Ebenso wird man Arbeiter herbeiziehen und mäßigen Lohn erzielen, wenn die Zahlung unfehlbar und pünktlich am Ende jeder Woche erfolgt. Es ist zu diesem Behufe von Seiten der Aufseher eine genaue Taglohnliste zu führen.

Kommt bei der Arbeit viel Schubkarrentransport vor, so können auch füglich Knaben von 14 und 15 Jahren verwendet werden; diese erhalten alsdann nur etwa $^2/_3$ des Lohnes eines älteren Arbeiters.

In jedem Falle ist es bei den Taglohnarbeiten eine Hauptsache, daß die Arbeiter zweckmäßig verwendet und aufgestellt werden, daß also keiner den andern hindert und jeder weiß, was er zu thun hat; sodann daß eine gute Aufsicht geführt wird.

Ist die Anzahl der Arbeiter sehr groß, so müssen besondere Aufseher angestellt werden, welche unmittelbar von dem Ingenieur Weisung erhalten, was jeden Tag gearbeitet werden soll und in welcher Art die Arbeit zu machen ist. Diese Aufseher führen auch die Taglohnlisten und, wenn immer möglich, ein Baujournal, worin genau jeden Tag der Stand der Arbeit bemerkt wird. Werden Beobachtungen über gewisse Arbeiten angestellt, so sind diese ebenfalls in das Journal aufzunehmen, damit der Ingenieur nach Beendigung des Baues im Stande ist, daraus Resultate zu ziehen, welche für die Allgemeinheit und für die Wissenschaft von Nutzen sind. Nur hierdurch wird es möglich werden, die vielen mangelhaften Theorien über gewisse Arbeiten des Wasser- und Straßenbaues zu vervollständigen und sie mit der Wirklichkeit in Einklang zu bringen. Jeder gebildete Ingenieur sollte es sich zur strengen Pflicht machen, alle bei einem Baue gemachten Erfahrungen zu sammeln und sie dem technischen Publikum mitzutheilen.

ad 3. Arbeit im Verdinge.

Werden bei der Lohnarbeit die angegebenen Grundsätze beachtet, so kann der ökonomische Effekt nur unter gewissen günstigen Verhältnissen durch die sogenannten Verdingarbeiten erhöht werden, denn besorgt ein Bauunternehmer die Anstellung der Arbeiter, so kann auch er nicht nach bessern Grundsätzen verfahren, wie die Baubehörde.

Bei der Dazwischenstellung des Unternehmers wird aber ein mehrfacher Mehraufwand nothwendig, wenn gleiche Güte in der Arbeit erzielt werden soll, nämlich:

1) Muß der Unternehmer für die Gefahr, die er übernimmt, in der ausbedungenen Summe volle Entschädigung finden; diese Gefahr ist um so größer, je schwieriger es wird, für einen Bau einen zuverlässigen Ueberschlag aufzustellen; es wird daher derselbe sich nur zu einer höheren Summe verstehen, bei welcher er im [illegible] ohne Gewinn [illegible] den Vortheil der glücklichen Zufä[illegible]

[illegible] Regel in einer Gegend nur selten [illegible] er in der Nähe finden, die mit

Umsicht der Leitung eines großen Geschäfts vorstehen können; sie müssen entweder eine übermäßige Forderung machen, oder in ihren pecuniären Verhältnissen zurückkommen, oder darin gänzlich ruinirt werden; auch können solche Unternehmer das nöthige Aufsichtspersonal nicht so leicht herbeischaffen, als der Staat.

3) Wird dadurch ein zahlreiches Aufsichtspersonal nothwendig, indem neben den Aufsehern, welche der Uebernehmer für sich anzustellen hat, auch solche nothwendig sind, die zur Controle des Unternehmers und seines Personals dienen; dennoch ist bei der strengsten Controle nicht zu vermeiden, daß einzelne Theile des Baues absichtlich schlecht ausgeführt werden. Bei dem Unternehmer und seinem Personal bildet sich die Tendenz, die Baubehörde bei jeder Gelegenheit zu hintergehen, wodurch sowohl an den Kosten, als auch an der Güte der Arbeit Schaden entstehen kann.

Eine Vertheilung der Arbeit an einzelne Hauptunternehmer wird nur dann gewisse Vortheile haben, wenn die Kostenanschläge vorher genau aufgestellt und nach den Preisen regulirt werden können, wie sie im Allgemeinen in der Gegend, wo gebaut wird, bestehen. Die Leitung des ganzen Baues wird hierdurch wesentlich erleichtert, da die Bauunternehmer strenge nach den vorgeschriebenen Bedingungen zu verfahren haben, und somit alle Sorgen und mißlichen Zufälle, die überhaupt vorzukommen pflegen, allein zu tragen haben. Natürlich müssen die Bedingungen ausführlich und klar gestellt sein und muß die Baubehörde den Unternehmer dadurch in der Hand behalten, daß sie eine der Unternehmung entsprechende Caution von ihm verlangt und bis zur Vollendung des Baues zurückbehält.

Bei sehr ausgedehnten Eisenbahnanlagen in Ländern, wo sonst viel gebaut wird und sich großartige Uebernehmer vorfinden, ist deßhalb die Arbeit im Verdinge vielfach vorgezogen worden.

Ein weit besserer Erfolg kann übrigens zuweilen dadurch erzielt werden, daß man bei größeren Unternehmungen einzelnen Arbeitern oder kleinen Gesellschaften eine bestimmte Verrichtung in Verding übergibt. Dadurch wird der einzelne Arbeiter durch sein Privatinteresse zu größerer Anstrengung seiner Kraft und Benutzung aller auf den Erfolg vortheilhaft wirkenden Umstände hingetrieben. Hierbei gibt ebenfalls die Zahl der Concurrenten den Maßstab für die Bestimmung der Preise, und es ist hier allerdings ein größerer ökonomischer Effect zu erwarten, als bei Arbeiten im Taglohne.

Aus dem Vorstehenden geht hervor:

1) daß Arbeiten in der Frohne ausgeführt in der Regel schlecht ausfallen und dieses System zu verwerfen ist;

2) daß die Ausführungen im Taglohn in entsprechender Weise geschehen können, wenn eine genügende Aufsicht vorhanden ist; daß hier insbesondere die Aufgabe gegeben, die Arbeiter gehörig zu placiren und darüber zu wachen, daß die Kräfte gehörig benutzt werden. Bei Arbeiten, deren Kosten sich nicht zuverlässig im Voraus angeben lassen, z. B. Tunnelarbeiten, Fundationen rc., ist dieses System nicht zu umgehen;

3) daß das Vergeben der Arbeiten im Verdinge an einen Uebernehmer nicht räthlich erscheint, wenn das Object von Bedeutung ist und Arbeiten verschiedener

Art vorkommen; daß es vielmehr ökonomisch vortheilhaft erscheint, wenn bei gehöriger Controle mehrere kleinere Unternehmer zugelassen werden, insbesondere für solche Arbeiten, deren Kosten ziemlich genau vorher ermittelt werden können. So wird es bei einem Straßenbau nicht vortheilhaft sein, die Erdarbeiten im Taglohne zu machen, man wird vielmehr weit bessere Resultate erzielen, wenn dieselben in einzelnen Parthien in Verding gegeben werden; ebenso wird es zweckmäßig sein, die Herstellung der Stützmauern, die Lieferung der Steine zur Fahrbahn, das Zerschlagen der Steine ꝛc. in Verding zu geben.

Was die Beifuhr der Materialien betrifft, so kann dieselbe entweder im Taglohne oder im Verdinge geschehen. Letzteres wird in den meisten Fällen vorzuziehen sein.

§. 25.

Verträge und Soumissionsbedingungen für Arbeiten und Materiallieferungen zu Brückenbauten.

1) Vertrag über die Lieferung sämmtlicher Eisentheile zu der gußeisernen Bogenbrücke über die Kinzig bei Offenburg.

§. 1. Zu der zu erbauenden Brücke über die Kinzig bei Offenburg, welche 5 gleich weite Bogenöffnungen, jede von 38 bad. Fuß im Lichten der Pfeiler und Widerlager erhält, sind die zur Ueberbrückung der 5 Oeffnungen erforderlichen gußeisernen Tragbogen, sowie die zur Verbindung derselben unter sich sowohl, als mit dem Mauerwerk nöthigen Schmiedeisentheile zu liefern.

§. 2. Die Accordanten N. N. *) machen sich verbindlich, die Anfertigung und Lieferung sämmtlicher Eisentheile zu benannter Brücke zu übernehmen, die bezüglichen Theile getreu nach den ihnen zugestellten Zeichnungen anzufertigen und auf die Baustelle in die Nähe von Offenburg zu verbringen.

§. 3. Es bleibt den Uebernehmern anheimgestellt, hinsichtlich der Anfertigung der einzelnen Eisentheile zur fraglichen Brücke die Vertheilung unter sich nach Belieben zu bewerkstelligen; jedenfalls aber müssen die in den beiden Etablissements verfertigten Eisentheile bei der Zusammenstellung ein der Zeichnung entsprechendes Ganzes bilden und genau zusammenpassen; fehlerhaft und ungenau bearbeitete Theile werden nicht angenommen, und die Uebernehmer sind verpflichtet, dieselben sogleich auf ihre Kosten durch andere Theile ohne weitere Einsprache zu ersetzen, sobald dieß von der Baubehörde verlangt wird. Diese Aufforderung hat jeweils an beide Uebernehmer zu geschehen, und sie haben es alsdann unter sich auszumachen, welcher von ihnen die bezüglichen Ergänzungsarbeiten zu machen hat. Wird nicht bei Zeiten den Anforderungen der Bauverwaltung entsprochen, so bleibt es derselben überlassen, ohne alle Förmlichkeiten die betreffende Arbeit um jeden Preis anderswo auf Kosten der beiden Uebernehmer anfertigen zu lassen, und diese Kosten an ihrem Gu[illegible] in Abzug [illegible] bringen.

§. 4. Der Guß zu [illegible] Tragbogen [illegible] zu den gemeinschaftlichen Widerlagern und Pfeilern [illegible] vollkom[illegible] compact und zähe sein;

*) [illegible]

diejenigen Flächen und Enden der Gußtheile, welche aneinander geschraubt werden, müssen vollkommen eben und glatt zugerichtet und dürfen durchaus nicht windisch sein. Ebenso müssen die Lagerflächen der Tragbogen, sowie der Widerlager und Pfeilerplatten vollkommen eben sein, damit dieselben gut auf die Steine der Widerlager und Pfeiler aufgepaßt werden können.

§. 5. Sämmtliche Löcher, welche zur Aufnahme von Bolzen in den bezüglichen Planen angedeutet erscheinen, müssen rein ausgebohrt und den betreffenden Bolzendicken genau entsprechend gemacht werden.

§. 6. Zu den Horizontalverbindungsstangen der Tragbogen und den Schrauben darf weder kalt- noch rothbrüchiges Eisen verwendet werden. Die Gewinde der Schrauben müssen rein und vollkommen und hinlänglich lang geschnitten sein.

§. 7. Die Accordanten übernehmen gleichzeitig den Transport sämmtlicher Eisentheile auf ihre Kosten und haften für jede Beschädigung, welche etwa dadurch veranlaßt werden sollte.

§. 8. Sobald die betreffenden Brückentheile zum Aufschlagen der Brücke benützt werden können, machen sich die beiden Uebernehmer, insofern Nacharbeiten erforderlich werden sollten, verbindlich, einen, oder je nach Verlangen der Bauverwaltung mehrere tüchtige Arbeiter auf die Baustelle zu senden, um die Adjustirung der Eisenstücke auf ihre Kosten nach Vorschrift ausführen zu lassen.

§. 9. Zur Ablieferung sämmtlicher Eisentheile zu der fraglichen Brücke wird als Endtermin der erste Juli des Jahres 18 . . festgestellt. Wird dieser Termin nicht eingehalten, so haben sich die beiden Uebernehmer mit Begebung des Klagerechts für jede Woche Verspätung eine Conventionalstrafe von 5 Procent des accordmäßigen Betrags der nicht aufgelieferten Theile gefallen zu lassen, und es steht der Bauverwaltung überdieß zu, nach Ablauf der zweiten versäumten Woche das Fehlende irgendwo anders auf Kosten der Uebernehmer um jeden Preis beizuschaffen.

§. 10. Unter Anerkennung vorstehender Bedingungen versprechen die Uebernehmer vollkommen gute und tadellose Arbeit zu liefern, worauf ihnen vorbehaltlich der Genehmigung Großh. Oberdirection des Wasser- und Straßenbaues folgende Preise von dem Accordgeber zugesichert werden:

a. Für den badischen Centner Gußeisen incl. der Modellkosten und Transport auf die Baustelle bei Offenburg . . . . 7 fl. 40 kr.
Sage: Sieben Gulden vierzig Kreuzer.

b. Für das Bohren eines Lochs . . . . 15 kr.
Sage: Fünfzehn Kreuzer.

c. Für das Pfund horizontaler Verbindungsstangen mit Gewinden und Muttern an ihren Enden und den erforderlichen Oeffnungen zur Aufnahme der in der bezüglichen Zeichnung angedeuteten eisernen Keilchen . 12 kr.
Sage: Zwölf Kreuzer.

d. Für das Pfund Schraubenbolzen mit Muttern . . . . . . 18 kr.
Sage: Achtzehn Kreuzer.

§. 11. Die Zahlung geschieht nach den übereingekommenen Preisen auf den Grund der von der betreffenden Wasser- und Straßenbau-Inspection Offenburg

vorgenommenen Abwägung sämmtlicher Eisenstücke. Je nach Wunsch der Uebernehmer soll die Anweisung der Accordsumme entweder auf den einen oder den andern ausgestellt werden, wobei alsdann die Abrechnung unter sich den Accordanten überlassen bleibt und keinerlei Anforderungen von der andern Seite an die Baukasse mehr gemacht werden können.

§. 12. Drei Viertheile des accordmäßigen Gesammtbetrages werden nach gänzlich vollzogener und gut befundener Ablieferung bezahlt; das letzte Viertel hingegen nach Vollendung resp. Aufstellung der Brücke und von der Inspection Offenburg anerkannter genauer Arbeit.

Gegenwärtiger Vertrag wurde dreifach ausgefertigt, gegenseitig unterzeichnet und ausgewechselt.

Der Accordgeber.	Die Uebernehmer.
* *	* *

2) Vertrag zur Herstellung der Widerlager und Pfeiler für die gußeiserne Bogenbrücke über die Kinzig bei Offenburg.

§. 1. Maurermeister N. N. und Werkmeister X. von Offenburg übernehmen von dem Kinzigübergang die Herstellung der beiden Widerlager und vier Pfeiler, resp. die Bétonirungs- und alle in das Maurer- und Steinhauerhandwerk einschlagenden Arbeiten mit Einschluß der Materialanschaffung, Zurichtung und Verarbeitung, somit die Auslieferung der Werkstücke und Bruchsteine, des Kalkes, Sandes, Trasses, die Zurichtung, Bearbeitung und Versetzung der Werkstücke und Bruchsteine, die Anfertigung und Einlegung der Bétonlage, die Anfertigung des Mörtels und die Aufführung des Gemäuers; endlich die Anschaffung, Aufstellung und Erhaltung aller erforderlichen Rüstungseinrichtungen unter dem Voranschlag, und zwar:

a. für Bétonirungsarbeiten:			
mit 24481 Kubikfuß im Betrag von . .	6510	fl.	32 kr.
b. für Maurer- und Steinhauerarbeiten:			
mit 13556 Kubikfuß Mauerwerk zu . .	3256	„	55 „
mit 18137,2 Kubikfuß Werkstücke unter den Gurten zu	18137	„	12 „
mit 793 Kubikfuß Gurt- und Brüstungsquader zu	1110	„	12 „
mit 199,8 Kubikfuß Platten zwischen die Langschwellen und Gurten	199	„	48 „
Zusammen	29214	fl.	39 kr.

Sage: Zu neun und zwanzig Tausend zweihundert und vierzehn Gulden neun und dreißig Kreuzer.

§. 2. Die Sicherung der Bétonirung gegen Unterspülung mittelst Einfassung von [illegible] die Ausgrabung und Ausbaggerung der Baugruben, [illegible] ...infassungen während der Herstellung der Fun... [illegible] ...schaffung eines Bétontrichters und die An... [illegible] ...en der Werkstücke sammt den erforderlichen

Schienen, und endlich die Hinterfüllung der Widerlager, — sind Gegenstände, welche auf Rechnung der Baukasse vollbracht werden.

Ebenso werden auf Kosten der Baukasse die Materialzufuhrwege von der nächsten Stelle der bereits bestehenden Wege hergestellt, die Materiallagerungs- und Werkplätze zunächst der Baustelle angeschafft und die Chablonen für den Steinschnitt gefertigt.

§. 3. Der Voranschlag und die betreffenden Bauzeichnungen werden den Accordanten in gleichlautenden Copien zugestellt, und genau nach den darin bezeichneten und beschriebenen Dimensionen muß der Bau ausgeführt werden.

Ueber Gegenstände, welche aus dem Bauriß und Ueberschlag nicht ersehen werden können, haben die Uebernehmer Vorschrift bei der Behörde resp. Großh. Wasser- und Straßenbau-Inspection, unter deren Aufsicht und Leitung die Ausführung dieses Brückenbaues geschieht, einzuholen, und deren Urtheil und Anordnung pünktlich Folge zu leisten.

§. 4. Nur gute Materialien dürfen verwendet, und es müssen alle vorkommenden Arbeiten solid und meistermäßig unter Hinweisung auf die gesetzlichen Bestimmungen hergestellt werden.

§. 5. Sämmtliche Steine müssen hart und dauerhaft sein und dürfen nicht verwittern, die Bruchsteine müssen lagerhaft sein, eine Höhe von fünf bis zehn Zoll und eine Breite von zehn bis fünfundzwanzig Zoll enthalten.

Die Werkstücke müssen gesund, dem Frost vollkommen widerstehend, fleckenfrei, namentlich an gleichen Brückentheilen gleichfarbig und tadellos sein. Diese müssen ferner mit Zugabe des Werkzolls gerauhwerkt uud bossirt zur Baustelle gebracht und daselbst in Betreff der Größe, Profil und Fugeneintheilung genau nach Vorschrift, und so scharfkantig, als es die Steinart nur zuläßt, bearbeitet werden.

§. 6. Zur Bétonirung muß bald sich erhärtender Kalk von Obernay im Elsaß verwendet werden. Der Sand muß frei von erdartigen Bestandtheilen und quarzreich sein, endlich der Schotter aus scharfkantigen Stücken von der Größe eines Kubikzolles bestehen.

Béton und Mörtel müssen unter einem gegen Regen und Sonne schützenden Dache bereitet, und so lange tüchtig durchgearbeitet werden, bis die kleinsten Kalkklümpchen gelöst sind, die Mengung sich vollständig angenommen, und die Sandkörner und Steine in der ganzen Oberfläche mit dünner Kalkhülle umgeben sind; auch darf kein größeres Quantum angefertigt werden, als an demselben Tage verbraucht werden kann. Die Mischungsverhältnisse zu dem Béton und Mörtel werden durch die Baubehörde vorgeschrieben und müssen jederzeit pünktlich beachtet werden. Die Baubehörde besorgt die Lieferung des hydraulischen Kalkes, des Trasses, sowie des zum Versetzen der Werkstücke erforderlichen Cementes auf Rechnung der Uebernehmer.

Sollten diese aber in Zeiten Proben solcher Materialien aufweisen, und diese von der Baubehörde vollständig geeignet anerkannt werden, so wird die Lieferung solcher Materialien den Uebernehmern überlassen, jedoch haben diese bündige Accorde mit zuverlässigen Lieferanten unter Ratificationsvorbehalt der Baubehörde abzuschließen, immerhin aber zu gewärtigen, wenn bei irgend einer Lieferung nur

Zweifel über die Aechtheit der Waare entstehen, oder eine Verschiedenheit mit den deponirt werdenden Musterwaaren sich zeigen sollte, daß die Baubehörde auf Rechnung der Uebernehmer andere Waare um jeden Preis aufbringt, und die Uebernehmer sich gefallen lassen müssen, wenn eine durch die Bauzeit gedrängte Lieferung das Doppelte des im Ueberschlag angesetzten Preises kosten würde.

§. 7. Das Mauerwerk muß in horizontalen Schichten mit Rücksicht auf den vollkommensten Verband nach jeder Richtung abwechselnd mit Läufern und Bindern sowohl im Haupt- als wie im Stückgemäuer aufgeführt, versetzt und mit Mörtel nach allen Seiten vergossen werden.

Die Bruchsteine werden mit der Hand sorgfältig in die gehörige Lage gebracht und hierauf mit dem Maurerhammer fest auf die Lager und gegen die Stoßfugen getrieben, bis der Mörtel herausquillt. Alsdann werden die Fugen mit kleinen Bruchsteinen ausgeschlagen, damit nicht mehr Mörtel nothwendig ist, als die Ausfüllung der noch übrigen hohlen Räume bedingt.

Zur Verhinderung einer horizontalen Verschiebung der Lagerschichten der Widerlager werden unzugerichtete, überhäuptig gestellte, durch mehrere Schichten greifende Werkstücke nach Andeutung der Bauzeichnung eingemauert. Die Hausteine müssen mit aller Vorsicht in feinsandigen Cementmörtel versetzt werden, so daß die Fugen höchstens die Breite einer Linie erhalten.

§. 8. Die vier Pfeiler der Brücke nebst ihren Aufsätzen sind durchaus massiv aus gehauenen Sandsteinquadern aufzuführen, an den Widerlagern jedoch nur die in das Gesicht fallenden Theile und die im Kostenüberschlag angeführten Stücke.

§. 9. Wenn irgend eine Arbeit oder ein Material nicht gut befunden wird, so bestimmt die Baubehörde, ob und welche Abänderung und Verbesserung zu treffen sei, oder wo dieß nicht thunlich ist, welchen Minderwerth der Baugegenstand dadurch erleidet.

Im ersten Falle haben die Accordanten nach Anleitung der Baubehörde unbedingt und sogleich nöthigenfalls durch Wiederabbrechen aller im Wege stehenden Gegenstände die Verbesserung vorzunehmen, oder zu gewärtigen, daß dieses auf ihre Kosten unter Beiziehung eines andern Meisters angeordnet wird. Im andern Fall haben sich dieselben einen von der Baubehörde zu bestimmenden Geldabzug gefallen zu lassen.

§. 10. Alle Arbeiten, welche zur Vollendung des Ganzen wie des Einzelnen gehören, müssen, wenn sie auch im Ueberschlag und Plan nicht besonders bezeichnet sind, dennoch ohne besondere Vergütung gefertigt werden.

§. 11. Die Uebernehmer haben die benöthigten Werkzeuge und Geräthschaften selbst anzuschaffen und zu unterhalten.

§. 12. Die Genehmigung Großherzoglicher Oberdirection des Wasser- und Straßenbaues bleibt vorbehalten.

§. 13. Nach schriftlicher Eröffnung derselben wird der Accord in Vollzug gesetzt und in der Art betrieben, daß, wenn nicht ungünstige Wasserstände das Geschäft der Betonirung, somi[illegible] [illegible]lichen Aufbaues hindern, im laufenden Jahre [illegible] und Widerlagern erreicht wird.

Jedenfalls muß aber der Brückenbau am ersten August 18 . . so weit hergestellt sein, daß mit dem Aufrichten der Gußbogen begonnen werden kann.

Die Uebernehmer haben daher im Laufe kommenden Winters die Lieferung und Zurichtung der Materialien vollständig zu beendigen, damit im kommenden Jahre bei dem Eintritt geeigneter Witterung die Fortsetzung des Bauwesens keinerlei Störung erleidet.

§. 14. Für keinen den Accordanten während der Bauführung zustoßenden Schaden oder Unglücksfall, mag er auch einen Namen haben, welcher es sei, haben die Uebernehmer irgend eine Vergütung anzusprechen.

§. 15. Sollte die in §. 13. festgestellte Bauzeit vor Vollendung des Baues verstreichen, so erleiden die Uebernehmer für jede Woche Verspätung zur Schadloshaltung Großh. Eisenbahnbaukasse eine Strafe von fünf Procent der Accordsumme; ferner haben sie in solchem Falle zu gewärtigen, daß die Vollendung des Baues auf ihre Kosten durch Beiziehung anderer Meister befördert werde.

§. 16. Sollte über Auslegung und Vollziehung der Accordsbedingungen Zwiespalt entstehen, so haben sich die Partheien, ohne Anspruch auf richterliche Entscheidung, lediglich dem Ausspruch Großh. Oberdirection des Wasser- und Straßenbaues zu unterwerfen.

Vorstehender Vertrag wurde doppelt ausgefertigt, gegenseitig unterzeichnet und gewechselt.

Die Uebernehmer — Großh. Wasser- und Straßenbau-Inspection.
N. N. — N.

3) Vertrag über die Herstellung sämmtlicher Eisenarbeiten zur Brücke über den Wiesenfluß für die Eisenbahn zwischen Haltingen und Basel.

§. 1. Der Wiesenfluß wird nahe unterhalb der Brücke für die Landstraße zwischen Leopoldshöhe und Basel von der Eisenbahn überschritten. Die erforderliche Brücke wird doppelspurig angelegt. Drei 12′ hohe aus gewalztem Eisen hergestellte Tragwände, 154 Fuß lang und auf 144 Fuß freiliegend, werden in Abständen von 14 Fuß nebeneinander gestellt und mit Unterzügen aus Eisenblech verbunden. An den Außenseiten der 2 äußern Tragrippen werden Fußwege, von gußeisernen Consolen getragen, angebracht. Die bezüglichen, von dem Uebernehmer anerkannten Zeichnungen geben nähern Aufschluß über Construction und Anordnung.

§. 2. Der Uebernehmer ist verpflichtet, sämmtliche Eisentheile der ganzen Brücke frei zu liefern, zu bearbeiten und fertig aufzustellen. Davon ausgenommen ist die Verbringung der 3 fertigen Tragrippen von dem Werkplatz nächst der Baustelle an ihren Platz im Brückenbau; dabei hat jedoch der Uebernehmer, so weit es verlangt wird, mit Mannschaft Beihilfe zu leisten. Davon ferner ausgenommen sind die alten Brückschienen, welche bei der Construction zur Verwendung kommen sollen; diese werden dem Uebernehmer auf der Baustelle zur Verfügung gestellt. Die zur Befestigung des hölzernen Gedeckes dienenden Eisentheile werden von dem Accordanten der Bauverwaltung am Bauplatz übergeben und durch die letztern verwendet. Die Aufstellung des Geländers geschieht nach

der Aufbringung des Trottoirgedeckes durch die Bauverwaltung auf Kosten und durch die Arbeiter des Uebernehmers.

§. 3. Die Bauverwaltung stellt dem Uebernehmer den nöthigen Werkplatz in der Nähe der Brückenbaustelle zwischen der Eisenbahn und Landstraße mit freier Zufahrt von der letztern aus. Der Uebernehmer dagegen hat sämmtliche Materialien, Herstellungen, Einrichtungen, Maschinen, Geräthschaften und Arbeitskräfte, welche erforderlich sind, um die Eisenconstruction in allen ihren Theilen zur Vollendung zu bringen, selbst zu stellen, zu unterhalten und zu transportiren. Die provisorische Jochbrücke, welche die Bauverwaltung an der Brückenbaustelle zugleich mit Rücksicht auf zweckmäßige Benützung bei Aufstellung der definitiven Brücke errichtet, steht, so weit nöthig, ebenfalls zur Benützung frei. Auch wird man dem Uebernehmer mit disponibeln Gerüsthölzern und Geräthschaften so weit thunlich zur Hand gehen, ohne jedoch darin eine Verpflichtung zu übernehmen.

§. 4. Die Lieferungen, Einrichtungen und Arbeiten sind in der Weise zu betreiben, daß die eiserne Brücke mit dem letzten November dieses Jahres für den Eisenbahnbetrieb vollkommen dienstfähig ist. Die Eisenlieferungen und Einleitungen zur Ausführung der Brückentheile müssen längstens im Monat Mai beginnen und so beschleunigt werden, daß vom Monat Mai an ohne Unterbrechung mit der nöthigen Mannschaft behufs der Vollendung in der vorgeschriebenen Zeit gearbeitet werden kann. Dagegen ist die Bauverwaltung verbunden, längstens bis 1. September die Landfesten so weit fertig herzustellen, daß die Aufstellungsarbeiten von da an ungehindert betrieben werden können.

§. 5. Hält der Uebernehmer obige Termine zum Beginn und zur Vollendung der Arbeit nicht ein oder schreitet die Ausführung nach dem Ermessen der Bauverwaltung nicht im Verhältniß zur umlaufenen Zeit voran, so daß zu besorgen steht, es könne der Termin zur Vollendung nicht eingehalten werden, so steht es der Bauverwaltung, ohne daß es einer weitern Verhandlung bedürfte, frei, auf Kosten des Uebernehmers, sei es mit Lieferungen oder Arbeiten, einzuschreiten.

§. 6. Bei Nichteinhaltung des Termins zur Vollendung verfällt der Uebernehmer in eine Conventionalstrafe von 5 Procenten der ganzen Accordsumme für jede weitere Woche.

§. 7. Im Falle von Streitigkeiten, welche etwa aus diesem Vertrage zwischen der Bauverwaltung und dem Uebernehmer entstehen sollten, verzichtet der Uebernehmer auf den Austrag vor Gericht und beruhigt sich bei dem Ausspruche der Großh. Oberdirection des Wasser- und Straßenbaues unter Berufung an das Großh. Ministerium des Innern in letztem Zuge. Etwaige Beschwerden gegen das Verfahren der Bauverwaltung sind in gleicher Weise anzubringen; sie halten aber das Verfahren gegen säumsel [illegible] nicht auf.

§. 8. Der Uebernehmer hat an der [illegible] derselben einen Bevollmächtigten zu bezeichner [illegible] verwaltung mündlich verkehren kön[illegible] nehmers gelten, wie [illegible] werden, als dem U[illegible]

§. 9. Die Zusammenstellung des Bedürfnisses an verschiedenen Eisensorten, welche diesem Vertrage beigefügt ist, gilt nur als beiläufiger Ueberschlag und wird daher die Berechnung des Accordbetrags erst auf den Grund des wirklichen Bedürfnisses erfolgen. Mehr- oder Wenigererforderniße, welche in Folge von allenfallsigen untergeordneten Abänderungen des Bauplans durch die Baubehörde im Laufe der Ausführung entstehen, werden daher gleichfalls nach dem Ergebniß in Anrechnung gebracht.

Da alle Arbeiten nach dem Gewichte des verwendeten Eisens berechnet werden, hat der Uebernehmer auf der Baustelle Waagvorrichtung und Mannschaft zum Abwägen zu stellen. Für die Bleche, Flachschienen und Winkeleisen jeder Sorte wird durch öftere Nachwiegung größerer Quantitäten ein Mittelgewicht für den Quadratfuß oder laufenden Fuß festgestellt, wornach sodann die Berechnung des Totalgewichts des zur Brücke wirklich verwendeten Materials erfolgt. Bei jeder Abwiegung ist ein Protokoll aufzunehmen, welches von beiderseitigen Bevollmächtigten zu unterzeichnen ist. Von den kleinern Constructionstheilen, als Gußeisen, Schraubenbolzen, wird das wirkliche Gewicht stets erhoben.

§. 10. Die Ausführung hat genau nach den Bauzeichnungen und nach Anleitung der Baubehörde zu geschehen. Von dem Bauleitenden Ingenieur als schlecht bezeichnete Materialien und Arbeiten werden nicht angenommen und sind von dem Uebernehmer vorschriftsmäßig zu leisten. Auch steht es dem Ingenieur zu, Arbeiter des Uebernehmers, welche schlechte Arbeit machen oder sich ungebührlich aufführen, vom Bauplatze wegzuweisen.

§. 11. Zahlung erfolgt nach accordmäßig vollendeter Arbeit auf den Grund der Ausmaaße und Gewichtsprotokolle auf Anweisung der Großh. Oberdirection durch eine der Eisenbahnbaukassen. Abschlagszahlungen können auf Verlangen gegeben werden, sie sollen aber zwei Dritttheile des Werths der bereits gefertigten Arbeiten nicht übersteigen.

§. 12. Der Uebernehmer darf nur Eisen bester Qualität verwenden. Insbesondere muß das Gußeisen graues Roheisen zweiten Gusses sein, sich gut bohren und feilen lassen. Der Guß muß vollkommen rein, zähe, dicht und ohne Blasen, die Gußstücke dürfen nicht windschief, die Auflage- und Berührungsflächen müssen vollkommen eben sein und allenfalls Fehlendes muß nachgearbeitet werden. Insbesondere müssen die Flächen, auf welche die 3 Tragrippen sich bei Temperaturänderungen verschieben, glatt abgehobelt werden.

§. 13. Der Uebernehmer hat auch die Modelle und Werkzeichnungen machen zu lassen, und ist derselbe verpflichtet, vor Ausführung jeweils dieselben einem Bevollmächtigten der Bauverwaltung zur Einsicht vorzulegen.

§. 14. Das zu verwendende Schmiedeisen muß von bester Qualität, dicht und zähe, biegsam, ohne Risse und von glatter, fleckenloser Oberfläche sein; es soll vollkommen schweißbar, im Gefüge feinkörnig, im Bruche faserig sein. Es darf weder kaltbrüchig noch rothbrüchig sich herausstellen und muß die Wurfprobe aushalten.

Das Blech insbesondere muß sogenanntes Holzkohlenblech sein. Die Bauverwaltung behält sich vor, einzelne beliebig ausgewählte Stücke den nöthigen

Proben zu unterwerfen. Auf die in den Zeichnungen vorgeschriebenen kürzesten Längen eines Stückes dürfen keine Schweißungen vorgenommen sein. Die einzelnen Stücke müssen vollkommen gerade und eben sein. Wo die einzelnen Stücke, namentlich in den obern und untern horizontalen Lagen, stumpf aneinanderstoßen, müssen sie sich vollkommen dicht berühren. Bei jedem Stoße wird durch eine übergenietete Stoßplatte, oder wenn es verlangt wird, durch einige Schweißung die solidarische Verbindung aller Theile zu gleicher Tragfähigkeit wieder hergestellt.

§. 15. Als normales Gewicht für einen Quadratmeter Blech von einem Millimeter Dicke werden 7,788 Kilogramm angenommen. Als normalen Bruchcoefficienten für relative Festigkeit nimmt man 40 Kilogramm für den Quadratmillimeter an.

§. 16. Als Spielraum in der Dicke der anzuwendenden gewalzten Eisensorten, um welchen Abweichungen von den vorgeschriebenen Dimensionen gestattet werden, sind 4 Hunderttheile seiner Dicke festgesetzt. Sollte übrigens ein bedeutendes Quantum um diese 4 Proc. zu dick geliefert werden, so behält sich die Bauverwaltung vor, das dadurch entstehende Mehrgewicht nicht zu vergüten.

§. 17. Alle Nieten und Schraubenbolzen müssen von inländischem ärarischen Holzkohleneisen gemacht werden; darüber, daß dieses der Fall ist, muß der Uebernehmer Nachweisung liefern. Alle Löcher müssen vollkommen rein und gleichmäßig ausgebohrt und nöthigenfalls ausgerieben sein. Die Durchbohrung der übereinander zu nietenden Eisentheile soll gleichzeitig geschehen. Die Nieten müssen allerwärts auf's Vollständigste die Löcher ausfüllen. Bei den Durchkreuzungen der Gitterstäbe und in der Nähe der Stöße muß kalt vernietet werden. Die Köpfe der Nieten müssen mit dem Triebhammer vollkommen glatt und schön geformt sein.

§. 18. Die Gewinde an den Schraubenbolzen müssen rein und genügend lang geschnitten, Köpfe und Muttern sauber angefertigt, die Köpfe dürfen nicht angeschweißt sein.

§. 19. Die 3 Tragrippen sind mit einer Ueberhöhung von 2 badischen Zollen auszuführen.

§. 20. Beschädigungen, welche während des Baues durch die Arbeiter des Uebernehmers oder sonst in Folge mangelhafter Herstellung durch den Uebernehmer an der Brückenconstruction eintreten sollten, fallen dem Uebernehmer zur Last.

§. 21. Der Uebernehmer erhält nach vorschriftmäßiger Ausführung des Brückenbaues folgende Preise ausbezahlt:

Für den Zollcentner frei zur Baustelle geliefert und in der Construction wirklich verwendet:

A. Schmiedeisen

1) Blech-, Flach- und Winkeleisen, Nieten 2c. .	18 fl.	45 kr.
2) Steinbolzen, Schraubenbolzen	30 fl.	—
3) Gußeisen	10 fl.	—

4) Bedingungen, unter welchen die Steinhauer-Arbeit für den Ladenburger Neckarbrückenbau, insbesondere die Bearbeitung der in die Pfeiler und Widerlager bis zu den Gewölbanfängern erforderlichen Quader, im Soumissionswege accordlich überlassen worden ist.

§. 1. Die auf Schlag und Winkel bereits bossirten Quader werden auf Kosten der Bauverwaltung auf den beiden Werkplätzen, in unmittelbarer Nähe der Baustelle, längs den daselbst angelegten Transportbahnen in der für die Bauführung erforderlichen Ordnung gelagert.

§. 2. An diesen Lagerstellen haben die Uebernehmer die Quader bearbeiten zu lassen und dafür zu sorgen, daß sowohl während der Bearbeitung als nach solcher die Transportbahnen stets ungehindert für den Betrieb offen bleiben, damit die Beifuhr der ankommenden, sowie die Abfuhr der bereits bearbeiteten Quader jeder Zeit stattfinden kann.

§. 3. Es müssen die Uebernehmer entweder selbst tüchtige und qualificirte Steinhauermeister sein, um die Arbeit selbst leiten zu können, oder aber tüchtige Werkführer als Stellvertreter einstellen. Sie sowohl, als ihre zur Arbeit verwendeten Leute, haben sich den Vorschriften und Anordnungen des Bau-Amtes und der bestellten Baliere stets willig zu fügen und ein ruhiges und ordnungsmäßiges Verhalten zu beobachten. Dawiderhandelnde Arbeiter werden ohne Weiteres vom Werkplatze gewiesen und die erforderliche Ersatzmannschaft durch Taglohnarbeit auf Kosten der Uebernehmer von dem Bau-Amte eingestellt.

§. 4. Die Uebernehmer haben so viele Steinhauer einzustellen, als nach dem Ermessen des Bau-Amtes zum Betriebe der Arbeit nothwendig erscheinen. Den deßfallsigen Aufforderungen zur etwa nothwendig werdenden Verstärkung der Arbeiterzahl haben die Uebernehmer jeweils und spätestens innerhalb 8 Tagen zu entsprechen, anderfalls das Bau-Amt befugt ist, die erforderlichen Arbeiter auf Kosten der Uebernehmer und zu jedem Preise einzustellen.

§. 5. Haben die Uebernehmer im Inlande angesessene und hinlänglich begüterte Bürgen zu stellen, welche sich für den richtigen Vollzug der einzugehenden Accord-Verbindlichkeiten verpflichten.

§. 6. Die Uebernehmer oder deren Stellvertreter haben dem vom Bau-Amte aufgestellten Baliere jedesmal die Anzeige zu machen, wenn ein Werstück vollendet ist, worauf die Prüfung desselben nach den Chablonen vorgenommen wird, und die Uebernahme nach richtigem Befunde stattfindet, die übernommenen Quader werden mit einem Zeichen versehen.

Besteht ein Werkstück die Prüfung nicht, und ist solches durch schlechte, fehlerhafte Arbeit unbrauchbar geworden, so hat der Uebernehmer auf seine Kosten unverzüglich ein anderes, brauchbares dafür anzuschaffen.

In denjenigen Fällen, wo dagegen ein Werkstück im Verlaufe der Bearbeitung um deswillen als unbrauchbar erkannt wird, weil sich an solchem Stiche, größere Sandlöcher und Thongallen u. s. w. gezeigt haben, welche vor der Bearbeitung nicht bemerklich waren, wird dem Uebernehmer der Arbeitslohn jedoch vergütet.

§. 7. Sollte sich ein Unternehmer beigehen lassen, an bereits bearbeiteten, geprüften und übernommenen Quadern das Zeichen der Uebernahme in der Absicht zu beseitigen, um solche nochmals aufnehmen zu lassen, so verfällt derselbe im Betretungsfalle in eine Conventionalstrafe von Einhundert Gulden und ist seines eingegangenen Accordes verlustig.

§. 8. Alle 14 Tage wird über die gefertigte Arbeit Abrechnung gepflogen, auf deren Grund die Anweisung und sofort die Auszahlung des Guthabens aus der Baukasse erfolgt.

§. 9. Die 2 Fuß hohen Sockelschichten und die darauf folgenden beiden Schichten in den Widerlagern und Pfeilern, welche bis zur Höhe des niedrigsten Wasserstandes reichen, werden an den in das Gesicht fallenden Flächen rauh gespitzt, die übrigen 10 Schichten, welche ebenfalls 2 Fuß hoch sind, müssen mit dem Stockhammer sauber bearbeitet werden, und erhalten an ihren beiden Lagerflächen einen 1" starken, rechtwinklig auf die Quaderkanten aufgeschlagenen Fasen; längs dieses Fasen und den Stoßfugen sind 1" breite, rechtwinklige Schläge aufzuziehen. (Siehe die Zeichnung.)

§. 10. Die Stoß- und Lagerfugen, sowie die Verkröpfungen müssen an den Flächen genau und sauber bearbeitet werden, insbesondere aber

§. 11. müssen die Quader vollkommen genau nach den Chablonen gearbeitet werden, deren Form aus den diesen Bedingungen beigefügten Zeichnungen ersichtlich ist. Sollte das Bau-Amt Abänderungen an den Chablonen für nothwendig halten, so können diese angeordnet werden, nachdem es sich mit den Uebernehmern über die sich damit zugleich vergrößernden oder vermindernden Bearbeitungspreise vereinigt, und der deßfalls erforderliche Vertrag abgeschlossen worden ist.

§. 12. Die Eckquader der beiden Widerlager, auf deren Außenflächen der Bossen stehen bleibt, sind nach beigefügter Zeichnung zu bearbeiten.

§. 13. Jeder Quader muß behufs der Versetzung mit einem Wolfsklammerloch versehen werden, wofür keine besondere Vergütung stattfindet.

§. 14. Die Quader der Pfeiler und Widerlager zerfallen hinsichtlich ihrer Bearbeitung in 3 Classen, und zwar:

I. Classe, die Quader in den Pfeilerköpfen und die Eckquader der Widerlager;
II. „ „ „ „ die Pfeiler und Widerlager;
III. „ sämmtliche übrige Quader in den Leibungen der Pfeiler und den Verkleidungen der Widerlager.

§. 15. Die Massen der Quader nach den 3 Classen sind:

	für die Pfeiler			für beide Widerlager		
	I.	II.	III. Classe	I.	II.	III. Cl[illegible]
gespitzt	9220" —	10284" —	13352·2"	—	3565·7 —	[illegible]
gestockt	15250	12125 —	24513·1	2298·4 —	4375·5	[illegible]

§. 16. Nach dieser Classification sind die Preise zu st[illegible]

a. für die 5 untersten Schichten, welche nur a[illegible]

b. für die 10 übrigen Schichten, welch[illegible]
nach den obenstehenden Vorschriften

§. 17. Die Angebote müssen, wenn sie berücksichtigt werden sollen, spätestens bis zum 30. November anher vorgelegt werden, worauf sodann der die gegenseitigen Verbindlichkeiten feststellende Vertrag abgeschlossen wird.

Großh. Bau-Amt.
N. N.

§. 26.

Angaben zur Bestimmung der wichtigsten, bei Straßen- und Brückenbau-Arbeiten gewöhnlich vorkommenden Preisen (nach Sganzin).

(Maßeinheit der Meter.)

Die tägliche Dauer der Arbeit wird zu 10 Stunden und die Löhnungen der verschiedenen Arbeiter werden, als nach folgenden Verhältnißzahlen sich verhaltend, vorausgesetzt:

der Taglohn eines gewöhnlichen Arbeiters	1·00
„ „ „ geübten Erdarbeiters	1·25
„ „ „ Steinbrechers beim Brechen unzugerichteter Steine	1·50
„ „ „ Steinbrechers für zugerichtete Mauersteine und Quader	1·66
der Taglohn eines Grundarbeiters auf Straßen	1·66
„ „ „ Maurers, Pflasterers oder Zimmermanns	1·80
„ „ „ Steinhauers	2·25
„ „ „ Maurer- oder Zimmer-Baliers	3·00
„ „ „ Steinhauer-Baliers	4·00
„ „ „ Schmiedes	3·00
„ „ „ Anstreichers	3·00
„ „ für ein einspänniges Fuhrwerk sammt Führer	6·5
„ „ „ „ zweispänniges „ „ „	10·0

Erd- und Grundbau-Arbeiten.

Ein Kubikmeter Erde zu graben, zu laden oder einmal mit der Schaufel auf eine horizontale Entfernung von 3 Mtr. oder auf eine vertikale Höhe von 1·2 Mtr. zu werfen, erfordert:

1) Für Gartenerde, geackerten Boden oder getrockneten Sand:
   0·18 Tagsschichten eines gewöhnlichen Arbeiters.
2) Für dichten Lehm und festen Sand:
   0·21 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
3) Für festen Lehm und Thon, wenn derselbe mit dem Bickel aufgehauen werden muß:
   0·25 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
4) Für mit Wurzeln oder kleinen Steinen vermischte Erde:
   0·29 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

5) Für festen Kies oder Thonlage mit Kies oder Gestein gemengt, wenn diese noch mit der Hacke gefördert werden kann:
0·32 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

6) Für Gestein, welches gesprengt oder gebrochen werden muß:
0·60 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

Das Ausheben dieser Erdarten im Wasser wird um die Hälfte höher bezahlt, wenn Wasserstiefel erforderlich sind, und um ein Drittel höher, wenn diese, wie im Sommer, entbehrt werden können.

7) Der Kub.-Mtr. Schlamm oder beweglicher Flußsand mit Handbaggern auf eine mittlere Tiefe von 1·5 Mtr. auszubaggern, erfordert:
1·00 Tagsschichten eines geübten Arbeiters.

8) Den Kub.-Mtr. Wasser bei einer Ausgußhöhe von 1 Mtr. mit Handeimern auszuschöpfen, erfordert:
0·02 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

9) Den Kub.-Mtr. mit Schwungschaufeln auszuschöpfen:
0·01 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

10) Den Kub.-Mtr. Wasser mit einer durch 7 Mann bewegten archimedischen Schnecke mit 2 Gängen auf eine Höhe von 3 Mtr. zu erheben:
0·02 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

11) Den Kub.-Mtr. Wasser mit einem durch 8 Mann bewegten Schaufelwerk auf eine Höhe von 3·6 Mtr. zu erheben, erfordert:
0·2 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

12) Den Kub.-Mtr. Erde jeder Art zweimal mit der Schaufel auf eine horizontale Weite von 3—6 Mtr. zu werfen, erfordert:
0·12 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

13) Den Kub.-Mtr. Erde jeder Art auszugleichen und in 0·18 — 0·24 Mtr. hohen Schichten festzustampfen, erfordert:
0·085 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

14) Den Quadratmeter Erde jeder Art zu planiren:
0·024 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

15) Den Kub.-Mtr. Erde jeder Art ein- oder zweimal mit der Schaufel auf eine Höhe von 1·2 bis 2·4 Mtr. zu werfen, für jede Wurfhöhe:
0·164 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

16) Den Quadratmeter Rasenbekleidung zu stechen und als Deckrasen zu legen, erfordert:
0·064 Tagsschichten eines gew. Arbeiters, und
0·04 „ „ geübten Arbeiters.

17) Der Quadratmeter Grundpflaster zur Versteinung auf Straßen erfordert:
0·07 Tagsschichten eines Grundbau-Arbeiters.

18) Der Kub.-Mtr. Steine auf die Größe von 0·045 — 0·06 Mtr. klein zu schlagen, erfordert:
a. für harte Steine
2 Tagsschichten eines gew. Arbeiters;
b. für weiche Steine
1 Tagsschichte eines gew. Arbeiters.

19) Der Kub.-Mtr. Kies oder zerschlagene Steine auf einer Straße einzubetten, erfordert:
0·15 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
20) Der Quadratmeter einer Straße abzuschlammen erfordert:
0·003 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
21) Der Kub.-Mtr. Kies erfordert zu fördern und durch Wurfgitter zu reinigen:
a. in Gruben
1·38 Tagsschichten eines gew. Arbeiters;
b. auf Kiesbänken an Flüssen
0·93 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
22) 3 Mtr. Linien- oder Randsteine erfordern:
a. zu richten
0·38 — 0·78 Tagsschichten eines Maurers;
b. zu versetzen
0·12 Tagsschichten eines Grundbau-Arbeiters.
23) Der Quadratmeter 0·18 Mtr. hohes Steinpflaster zu richten und zu versetzen, erfordert:
0·146 Tagsschichten eines Pflasterers,
0·146 „ „ Handlangers.

Ebensoviel rechnet man, um altes Pflaster aufzubrechen und wieder neu zu setzen.

Werden die Pflastersteine sehr sorgfältig gerichtet, oder sind sie sehr hart, so muß der Ansatz verdoppelt oder verdreifacht werden.

24) Der Kub.-Mtr. Faschinenbau erfordert:
3·5 Faschinen,
0·35 Kub.-Mtr. Beschwerungsmaterial,
0·7 Bund Heftpfähle, per Bund zu 10 Stück,
0·7 „ Flechtbänder, à 25 Stück,
0·1 Tagsschichten eines geübten Arbeiters.

Das Hundert Faschinen erfordert zu bauen und zu binden
3·75 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

Das Hundert Spickpfähle erfordert anzufertigen
0·25 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

25) Eine Senkfaschine erfordert:
7 Faschinen,
0·5 Bund Flechtbänder,
0·6 Kub.-Mtr. Kies,
1 Tagsschichte eines gew. Arbeiters.

Für Geschirr, Rüstung und Aufsicht wird bei den vorstehenden Preisen gewöhnlich $^1/_{20}$ des Gesammtpreises gerechnet.

Die Preise des Transports der Erde mit verschiedenen Transportmitteln und für verschiedene Transportweiten sind in dem VII. Abschnitte der Allgemeinen Baukunde angegeben.

Maurer- und Steinhauer-Arbeiten.

26) Der Kubik-Mtr. Trockenmauer von schichtenmäßig zugerichteten, in Moos versetzten Sandsteinen erfordert:
   a. Material
      1·25 Kub.-Mtr. aufgesetzte Bruchsteine sammt $^1/_5$ Abfall,
      1 Bund Moos;
   b. für Brechen
      0·86 Tagsschichten eines Steinbrechers;
   c. für Zurichten und Verwenden
      1·3 Tagsschichten eines Maurers,
      0·6 „ „ Handlangers.

27) Der Quadratmeter Steinbekleidung von schichtenmäßig zugerichteten, in Moos versetzten und im Mittel 0·3 Mtr. dicken Sandsteinen erfordert:
   a. an Material
      1·2 aufgesetzte Bruchsteine,
      1 Bund Moos;
   b. für Brechen
      0·86 Tagsschichten eines Steinbrechers;
   c. für Zurichten und Verwenden
      1·4 Tagsschichten eines Maurers,
      0·6 „ „ Handlangers.

28) Der Kub.-Mtr. gewöhnlicher Mörtel:
   a. Material
      0·36 Kub.-Mtr. Kalk (abgelöscht),
      0·86 „ Sand;
   b. für Wassertragen, Kalkablöschen und Mörtelmachen
      0·9 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

29) Der Kub.-Mtr. Bruchsteine aufzusetzen erfordert:
      0·16 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

30) Der Kub.-Mtr. Bruchsteine zu Steinwürfen zu verwenden, erfordert:
      0·09 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

31) Der Kub.-Mtr. hydraulischen Mörtels erfordert:
   a. Material
      0·5 Kub.-Mtr. Kalk (abgelöscht),
      0·75 „ Sand;
   b. für Ablöschen des Kalks und Anmachen des Mörtels
      0·9 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

32) Der Kub.-Mtr. schichtenmäßiges [illegible]werk zu Fundamenten, Widerlagern u. s. w. mit [illegible] erfordert:
   a. Material
      1·2 Ku[illegible]
      0·[illegible]
   b[illegible]

c. Zurichtung der Steine und Verwendung
1·2 Maurer-Tagsschichten,
1·2 Handlanger-Tagsschichten.

33) Der Kub.-Mtr. schichtenmäßiges Sandstein-Mauerwerk mit zugerichteten Stoß- und Lagerfugen und gespitzten Häuptern, erfordert:
a. Material
1·2 Kub.-Mtr. Steine,
0·2 „ Mörtel,
$^1/_{30}$ „ Cementmörtel zum Verstreichen der Fugen;
b. Brechen.
1·2 Steinbrecher;
c. Zurichten und Verwenden
2 Steinhauer-Tagsschichten,
1·2 Maurer- „
1·2 Handlanger- „

34) Der Kub.-Mtr. altes Mauerwerk abzubrechen erfordert:
0·5 Tagsschichten eines Handlangers für Abbrechen und Reinigen der Steine,
0·16 Tagsschichten eines Handlangers für Aufsetzen.

35) Der Kub.-Mtr. Sandsteinmauerwerk zu cylindrischen Gewölben:
a. Material
1·2 Kub.-Mtr. Steine,
0·2 „ gewöhnlichen Mörtel;
b. Brechen
1·2 Steinbrecher-Tagsschichten;
c. Zurichten und Verwenden
1·2 Maurer-Tagsschichten,
1·2 Handlanger-Tagsschichten.

36) Der Kub.-Mtr. schichtenmäßiges Sandsteinmauerwerk mit gerichteten Stoß- und Lagerfugen und gespitzten Häuptern zu rein cylindrischen Gewölben, erfordert:
a. Material und Brechen wie 33);
b. Zurichten und Verwenden
3 Steinhauer-Tagsschichten,
1·2 Maurer- „
1·2 Handlanger- „.

37) Der Kub.-Mtr. Mauerwerk von Backsteinen:
a. Material
288 Backsteine,
0·2 Kub.-Mtr. Mörtel;
b. Verwendung
0·8 Maurer-Tagsschichten,
0·8 Handlanger-Tagsschichten.

38) Dasselbe zu cylindrischen Gewölben:
   a. Material
      288 Backsteine,
      0·2 Kub.-Mtr. Mörtel;
   b. Verwendung
      1·2 Maurer-Tagsschichten,
      1·2 Handlanger-Tagsschichten.

Steinhauer-Arbeiten.

Die Steinhauerarbeiten theilen sich ab in Arbeiten von gewöhnlicher, von besonderer und von künstlicher Zurüstung.

Unter der ersten Benennung werden solche Arbeiten verstanden, die sich mit dem Richtscheid und dem Winkelmaaße zurüsten lassen und also blos rechtwinkliche Parallelepipede sind.

Unter der zweiten Benennung werden alle jene Arbeiten verstanden, welche zu ihrer Zurüstung Lehren oder Chablonen erfordern, oder welche von ungewöhnlicher Größe sind, oder welche einen ungewöhnlichen starken Abfall geben.

Unter der dritten Benennung versteht man alle jene Arbeiten, zu deren Formbestimmung Zeichnungen in natürlicher Größe durchaus nothwendig sind.

Alle Haustein-Arbeiten werden gewöhnlich, mit Ausnahme der Bearbeitung ihrer sichtbar bleibenden Oberflächen, nach dem Kubikmeter, die mehr oder weniger sorgfältige Bearbeitung der sichtbaren Oberflächen aber nach dem Quadratmeter berechnet.

39) Der Kub.-Mtr. Quadermauerwerk von weichem Sandstein und von gewöhnlicher Zurüstung erfordert:
   a. für Brechen
      2·31 Steinbrecher-Tagsschichten;
   b. für Rüstung der Lager- und Stoßfugen
      2 Steinhauer-Tagsschichten;
   c. für Verwendung
      1·34 Steinhauer-Tagsschichten,
      1·34 Maurer- „
      1·34 Handlanger- „

40) Der Kub.-Mtr. Quadermauerwerk von weichem Sandstein und von besonderer Zurüstung erfordert:
   a. für Brechen
      3·37 Tagsschichten eines Steinbrechers;
   b. für Rüstung der Lager- und Stoßfugen
      3·1 Tagsschichten eines Steinhauers;
   c. für Verwendung
      2·7 Tagsschichten eines Steinhauers,
      2·7 „ „ Maurers,
      2·7 „ „ Handlangers.

41) Der Kub.-Mtr. Quadermauerwerk von weichem Sandstein und von künstlicher Zurüstung:

für Rüstung der Lager und Stoßfugen
5·74 Tagsschichten eines Steinhauers.
Brechen und Verwendung wie in Nr. 40.

42) Der Quadratmeter Stirnfläche an weichen Sandsteinen rein zu bearbeiten, erfordert:
a. wenn dieselbe fein gespitzt oder gestockt wird
0·58 Steinhauer-Tagsschichten;
b. wenn dieselbe gekrönelt wird
0·78 Steinhauer-Tagsschichten;
c. wenn dieselbe glatt aufgeschlagen wird
1·17 Steinhauer-Tagsschichten.

Für harte Sandsteine werden die Ansätze für das Brechen der Steine und für das Bearbeiten der Fugen und Stirnflächen verdoppelt; für harte Kalksteine, Marmor und für Granit aber werden diese Ansätze 3 bis 4 mal so groß angenommen.

Der Abfall wird gerechnet beim Quadermauerwerk:

a. von gewöhnlicher	Zurüstung	1/8
b. von besonderer		1/5
c. von künstlicher		1/3

Bei jeder dieser 3 Gattungen von Mauerwerk rechnet man auf einen Kubikmeter 1/8 Kubikmeter Mörtel zum Vermauern und 1/48 Kubikmeter Cementmörtel zum Verstreichen der Fugen. Für Geschirr, Rüstung und Aufsicht wird bei den Maurer- und Steinhauerarbeiten gewöhnlich 1/10 des Preises zugesetzt.

Zimmermanns-Arbeiten.

43) Ein Kubikmeter Eichenholz zu Rostschwellen und Verschalung erfordert:
a. zum Beschlagen
1 Zimmermanns-Tagsschichte;
b. zum Zurüsten
4 Zimmermanns-Tagsschichten;
c. zur Verwendung
0·66 Zimmermanns-Tagsschichten,
0·66 Handlanger- „.

44) Der Kubikmeter Föhren- oder Fichtenholz zu Straßenträgern, verzahnten Balken &c. erfordert:
a. zum Beschlagen
0·8 Zimmermanns-Tagsschichten;
b. zum Zurüsten
3·3 Zimmermanns-Tagsschichten;
c. zur Verwendung
1 Zimmermanns-Tagsschichte,
1 Handlanger- „

Vorstehende Preisansätze gelten auch für Schwellen von 0·3 Mtr. Stärke; für etwas schwächere oder stärkere Hölzer mindert oder erhöhet man die Ansätze im Verhältniß der Ab- oder Zunahme des Querschnitts.

45) Der Kubikmeter 0·3 Mtr. starker Rostpfähle erfordert:
zu bearbeiten und zu spitzen
2·6 Tagsschichten eines Zimmermanns.

46) Ein 5 Kil. schwerer Pfahlschuh erfordert einzulassen und anzunageln:
$^1/_{10}$ Zimmermanns-Tagsschichte.

47) Der Kubikmeter Rostpfähle von 0·3 Mtr. Stärke mit der Zugramme einzurammen, erfordert:
a. bei mittelmäßig festem Boden
1·1 Tagsschichten eines Zimmermanns,
1·1 " " Obmanns,
20·1 " " gew. Arbeiters;
b. bei sehr festem Boden
1·5 Tagsschichten eines Zimmermanns,
1·5 " " Obmanns,
26 " " gew. Arbeiters.

Für den Gebrauch und die Unterhaltung der Rammmaschine erhöht man vorstehende Ansätze gewöhnlich um $^1/_8$.

48) Der Quadratmeter 0·09 Mtr. starker Bohlen zu Rostbelegen ꝛc. erfordert:
a. zu beschlagen
0·5 Zimmermanns-Tagsschichten;
b. zu schneiden
0·7 Zimmermanns-Tagsschichten;
c. zum Richten und Verwenden
0·41 Zimmermanns-Tagsschichten.

49) 29 laufende Meter Holz für einfache Brücken von 6—15 Mtr. Jochweite mit gehörig an beiden Enden verspannten Straßenträgern zu beschlagen, abzubinden und aufzurichten, jedoch ohne Einrechnung der Joche und der Bedielung, erfordern:
1 Tagsschichte eines Vorarbeiters,
6 " " Zimmermanns,
4 " " Handlangers.

50) 29 laufende Mtr. für Brücken-Häng- und Sprengwerke mit geradem Gebälke, ohne Einrechnung der Straßenträger, der Bedielung und Joche, erfordern:
2 Tagsschichten eines Vorarbeiters,
16 " " Zimmermanns,
4 " " Handlangers.

51) 29 laufende Meter für Bogenhängwerke einfacher Art, die Verbindungsschwellen, Straßenträger, Bedielung und Joche nicht mit eingerechnet, erfordern:
3 Tagsschichten eines Vorarbeiters,
21 " " Zimmermanns,
6 " " Handlangers.

52) 29 laufende Meter für Bogenhängwerke mit doppelten Balken und Bogenträgern, die gekuppelten Hölzer einfach gemessen, erfordern:
4 Tagsschichten eines Vorarbeiters,
30 „ „ Zimmermanns,
12 „ „ Handlangers.

53) Das Biegen eines 15 Mtr. langen und 0·3 Mtr. starken Balkens von Fichtenholz erfordert:
$^2/_5$ Tagsschichten eines Vorarbeiters,
$4^2/_5$ „ „ Zimmermanns.

54) 8·51 Quadratmeter Bohlen zuzurichten, legen und befestigen erfordern:
$^1/_4$ Tagsschichte eines Vorarbeiters,
$1^1/_2$ „ „ Zimmermanns,
1 „ „ Handlangers.

55) 29 laufende Meter Brückengeländer von bereits zugerichteten Hölzern abzubinden und aufzurichten, erfordern:
2 Tagsschichten eines Vorarbeiters,
12 „ „ Zimmermanns,
1 „ „ Handlangers.

Schmiede-Arbeiten.

Die Schmiedearbeiten lassen sich nach der größern oder geringern Sorgfalt, welche man auf ihre Verarbeitung verwendet, in 3 Classen abtheilen:

1) Eisen-Arbeiten von starken Dimensionen, an denen die ganze Arbeit in einigen Zusammenschweißungen oder in dem Zurichten der Enden besteht.
2) Eisen-Arbeiten von beinahe derselben Art, jedoch von schwächeren Dimensionen, wie z. B. die Anker und Klammern beim Mauerwerke, wenn sie länger als 0·6 Meter sind; Stäbe und Stangen an Geländern; Pfahlschuhe und grobe Bolzen.
3) Kleinere Klammern und Bolzen, Bügel, Ringe, Bänder und andere Eisen-Arbeiten, welche auf einmal glühend gemacht werden und Löcher und Biegungen erhalten können.

56) Die Bearbeitung von 1 Kil. Eisen erfordert:
a. von der ersten Art . . 0·011
b. „ „ zweiten Art . . 0·044
c. „ „ dritten „ . . 0·077
} Tagsschichten eines Schmiedes mit seinem Gehülfen.

57) Der Abfall des Eisens kann gerechnet werden:
a. bei der ersten Art . . . 0·06
b. „ „ zweiten Art . . 0·16
c. „ „ dritten „ . . 0·20
} des anfänglichen Gewichtes.

58) Der Bedarf an Kohlen kann per Kil. gerechnet werden;
a. bei der ersten Art . . 0·0002
b. „ „ zweiten Art . . 0·0012
c. „ „ dritten „ . . 0·002
} Kubik-Meter.

Das Schneiden der Schrauben und Muttern an Bolzen wird besonders gerechnet, und erfordert je nach ihrer Größe für Schraube und Mutter zusammen 0·02 bis 0·05 Tagsschichten eines Schmiedes.

59) Die Verwendung des Eisens mit Einschluß des Transports bis zur Stelle, wo es angeschlagen wird, erfordert per Kil.

a. bei der ersten Art . . 0·004
b. „ „ zweiten Art . . 0·022
c. „ „ dritten „ . . 0·043
} Tagsschichten eines Schmiedes sammt Gehülfen.

Anstreicher-Arbeiten.

60) 1 Kil. Farbe mit Leinöl abzureiben erfordert:

a. für rothen Ocker (gebrannt) . 0·94
b. für gelben ungebrannten Ocker 0·72
c. für Kohlenschwärze . . . 0·94
} Tagsschichten eines Anstreichers.

61) Zum Abreiben erfordert 1 Kil. Farbe an Oel:

a. für rothen Ocker . . . . 0·3
b. für gelben „ . . . . 1·0
c. für Kohlenschwärze . . . 1·6
} Kil. Oel.

62) Wenn die Farbe abgerieben wird, muß sie noch mit Oel verdünnt werden, hierzu ist erforderlich:

a. für rothen Ocker . . . 0·62
b. für gelben „ . . . 0·73
c. für Kohlenschwärze . . . 1·17
} Kil. Oel.

Wird Terpentinöl angewendet, so kann das zum Verdünnen nöthige Oel zur Hälfte aus diesem bestehen.

63) Zum Anstreichen eines Quadratmeters ist erforderlich:

a. mit rothem Ocker auf Holz . 0·11
b. „ gelbem „ „ „ . 0·11
c. „ Kohlenschwarz auf Eisen 0·08
} Kil. verdünnte Farbe.

Der Abfall an Material wird hierbei zu $1/_{20}$ gerechnet.

64) Zur Zubereitung und Verdünnung der Farbe und zum einmaligen Anstriche für einen Quadratmeter ist erforderlich:

a. ohne Gerüste . . . . 0·02
b. mit fliegenden Gerüsten . 0·05
} Anstreicher-Tagsschichten.

65) Das Anstreichen neuer Hölzer mit Schiffstheer erfordert per Quadratmeter:

a. ohne Gerüste . . . . 0·07
b. mit fliegenden Gerüsten . 0·09
} Anstreicher-Tagsschichten.

Hierunter ist das Erwärmen des Theeres mit einbegriffen. Bei neuen Hölzern rechnet man auf den Quadratmeter Oberfläche 0·00027 Kub.-Mtr. Theer, und wenn die Hölzer schon betheert waren, 0·00019 Kub.-Mtr. Im letzten Falle müssen die Hölzer abgekratzt werden, was $1/_{100}$ Tagsschichte eines Arbeiters erfordert.

